

Εφαρμοσμένη Έρευνα με Τίτλο:

**ΣΥΛΛΟΓΗ - ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΩΝ
ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΕΑΚ**

Τελική έκθεση
ΤΕΥΧΟΣ 2: ΚΕΦΑΛΑΙΑ 3 - 8

Συντονιστής: Σταματόπουλος και Συνεργάτες ΕΠΕ
(πρώην Κοτζιάς - Σταματόπουλος Ε.Π.Ε)

ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2003

Επιστημονικός Υπεύθυνος: Κωνσταντίνος Σταματόπουλος

Ισαύρων 5, 11471 Αθήνα. Τηλ: 3603911, 3624898, 3622855 - Fax: 3616919
- e-mail: kostama@athena.compulink.gr

Πίνακας Περιεχομένων

Σελίδα

3. Συνέπειες της εδαφικής μετακίνησης και καθορισμός ανεκτών ορίων μετακίνησης	12
3.0 Σκοπός	12
3.1 Ανεκτές Μετακινήσεις – Γενικά χαρακτηριστικά	12
3.2 Διαδικασία που θα ακολουθηθεί	13
3.3 Κατηγορίες κατασκευών και φυσικών πρανών που κινούνται ευμετακίνητα	14
3.4 Επίπεδα βλαβών	15
3.5 Ανεκτές Μετακινήσεις εδαφικών κατασκευών (Χωμάτινα φράγματα και επιχώματα)	17
3.6 Ανεκτές μετακινήσεις ευμετακίνητων τοίχων αντιστήριξης (και κρηπιδοτόιχων)	26
3.7 Ανεκτές μετακινήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων	35
3.8 Ανεκτές σεισμικές μετακινήσεις φυσικών πρανών (ορεινών και παράκτιων), χωρίς κατασκευές.	45
3.9 Ευχαριστίες	49
3.10 Βιβλιογραφία του κεφαλαίου	49
4. Επισκόπηση της δημοσιευμένης βιβλιογραφίας προσδιορισμού της ασκούμενης σεισμικής διέγερσης και της επακόλουθης σεισμικής μετακίνησης	53
4.0 Εισαγωγή	53
4.1 Μέθοδοι προσδιορισμού της ασκούμενης σεισμικής διέγερσης σε συγκεκριμένη θέση	54
4.2 Μέθοδοι προσδιορισμού της επακόλουθης καθίζησης λόγω συνίζησης τόσο “ξηρών” όσο και κορεσμένων εδαφών.	63
4.3 Μέθοδοι προσδιορισμού (στατικής) αστάθειας σε σεισμό και άρα ανεξέλεγκτης σεισμικής μετακίνησης	74
4.4 Μέθοδοι προσδιορισμού της επακόλουθης σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση	79
5. Πρόβλεψη της έντασης της σεισμικής ταλάντωσης και των σεισμικών παραμενουσών παραμορφώσεων με τις υπάρχουσες μεθόδους για περιπτώσεις που συλλέχθηκαν	107
5.0 Εισαγωγή	107
5.1 Σεισμική ταλάντωση	108
5.2 Δυναμική συνίζηση	119
5.3 Στατική αστάθεια	122
5.4 Σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση	130
6. Νέες μέθοδοι και νέα μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση	146
6.0 Εισαγωγή	146

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

6.1 Μέθοδοι που θα αναπτυχθούν	146
6.2 Νέα μέθοδος υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης πρηνών με προσομοίωση σώματος που ολισθαίνει σε δύο επίπεδα και εφαρμογές	147
6.3 Μοντέλο πρόβλεψης της σεισμικής στροφής κτιρίων λόγω ρευστοποίησης	158
6.4 Συμπεράσματα για την ακρίβεια της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και νέα μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση	176
7. Βελτιωμένες μέθοδοι πρόβλεψης της συνίζησης λόγω σεισμού	187
7.0 Εισαγωγή	187
7.1 Υπάρχουσες μέθοδοι και σύγκριση τους με επιτόπου μετρήσεις	187
7.2 Εργαστηριακές δοκιμές	189
7.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων δοκιμών με τις μεθόδους σχεδιασμού	197
7.4 Προτεινόμενες μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού	198
8. Προτάσεις για τον αντισεισμικό κανονισμό για σχεδιασμό βάσει της μετακίνησης	199
8.0 Γενικά	199
8.1 Προτάσεις	199

Π Ι Ν Α Κ Ε Σ

Πίνακας 3.4.1. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών κατασκευών	15
Πίνακας 3.4.2. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών φυσικών εδαφών χωρίς κατασκευές	16
Πίνακας 3.5.1. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση φραγμάτων με ύψος < 20 m, συναρτήσει του ύψους του φράγματος, H.	18
Πίνακας 3.5.2. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση επιχωμάτων ποταμών συναρτήσει του ύψους του επιχώματος, H.	19
Πίνακας 3.5.3. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση οδικών επιχωμάτων	21
Πίνακας 3.5.4. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση σιδηροδρομικών επιχωμάτων	21
Πίνακας 3.6.1. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση κρηπιδοτόιχων	28
Πίνακας 3.6.2. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση “ευμετακίνητων” τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδοτόιχων που στηρίζουν ακόρεστο έδαφος	29
Πίνακας 3.7.1. Ανεκτές μετακινήσεις βάσει του Ευρωκώδικα 1	35
Πίνακας 3.7.2. Προτεινόμενες ανεκτές σεισμικές καθίζησης και στροφής (στις περιπτώσεις που πρέπει να ελεγχθεί) θεμελιώσεων και δεξαμενών.	38
Πίνακας 3.8.1. Περιπτώσεις φυσικών πρηνών με κατασκευές	45
Πίνακας 3.8.2. Προτεινόμενες ανεκτές μετακινήσεις φυσικών πρηνών χωρίς κατασκευές	46

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Πίνακας 4.1.1.	Προσεγγιστική συσχέτιση του μεγέθους του σεισμού και του αριθμού κύκλων με επιτάχυνση $a > 0.65a_{\max}$, $N_{\text{ισοδ}}$ (Seed et al, 1981).	54
Πίνακας 4.1.2.	Ενδεικτική συσχέτιση της μεταβολής της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης της εδαφικής κίνησης a_{\max} με την απόσταση από το σεισμικό ρήγμα (r) και το μέγεθος του σεισμού (M) (Bard, 1997).	55
Πίνακας 4.1.3.	Μεταβολή του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης με τη διατμητική παραμόρφωση συναρτήσει του δείκτη πλαστικότητας (βάσει των Vucetic and Dobry, 1991).	56
Πίνακας 4.2.1.	Μείωση του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης με την οριζόντια επιτάχυνση σε εδάφη που δεν είναι πολύ σκληρά και έχουν δείκτη πλαστικότητας $PI < 40$, βάσει του Ευρωκώδικα	65
Πίνακας 4.2.2.	Η επίδραση του μεγέθους του σεισμού στην ογκομετρική παραμόρφωση για ξηρή άμμο (Από Tokimatsu και Seed, 1987).	65
Πίνακας 4.2.3.	Διορθωτικοί συντελεστές της κυκλικής αντοχής συναρτήσει του μεγέθους του σεισμού (βάσει του Ευρωκώδικα)	66
Πίνακας 4.4.1.	Σεισμική μετακίνηση σε (cm) βάσει της (4.4.7α)	81
Πίνακας 4.4.2.	Σεισμική μετακίνηση βάσει των σεισμολογικών παραμέτρων του μεγέθους (M) και της εστιακής απόστασης (r) του σεισμού που προβλέπεται από την εξίσωση (3.4.7γ).	82
Πίνακας 4.4.3.	Σεισμική μετακίνηση (σε cm) που προβλέπουν οι Lopez-Caballero and Modaressi (2001) με σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο και ελαστο-πλαστική συμπεριφορά που προσομοιώνεται με παπτερασμένα στοιχεία, και σύγκριση με την αντίστοιχη μετακίνηση που προβλέπει η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (και σταθερή αντοχή) και ίδια τελική αντοχή.	89
Πίνακας 4.4.4.	Σεισμική μετακίνηση (σε cm) που προβλέπουν οι Gazetas and Uddin (1994) με (α) ανάλυση ενός σταδίου και (β) δύο σταδίων.	90
Πίνακας 4.4.5.	Εφαρμογές πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης στην περίπτωση (α) με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο.	90
Πίνακας 4.4.6.	Σχολιασμός προβλέψεων του πίνακα 4.4.5.	91
Πίνακας 4.4.7.	Εφαρμογές πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης στη περίπτωση (γ) με τη προσομοίωση σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα.	92
Πίνακας 4.4.8.	Σχολιασμός των προβλέψεων του πίνακα 4.4.7.	92
Πίνακας 5.1.1.	Πάχος των στρώσεων, ταχύτητα V_s και βαθμός προστερεοποίησης, στα τρία μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν (Modaressi and Caballero, 2001)	109
Πίνακας 5.1.2.	Ελαστοπλαστικές και άλλες παράμετροι των στρώσεων (Modaressi and Caballero, 2001)	109

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Πίνακας 5.1.3.	Χαρακτηριστικά στρώσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην ισοδύναμη- -γραμμική ανάλυση	109
Πίνακας 5.1.4.	Αποτελέσματα αναλύσεων: μέγιστη επιτάχυνση για τη Περίπτωση 1.	110
Πίνακας 5.1.5.	Αποτελέσματα αναλύσεων: Δυναμικά φάσματα στη περίπτωση του σεισμού της Irpinia με $a_{max} = 0.33g$ στο βραχώδες υπόβαθρο και τη περίπτωση 1	110
Πίνακας 5.1.6.	Παράμετροι αναλύσεων: μέγιστη επιτάχυνση συναρτήσει του μοντέλου	111
Πίνακας 5.2.1.	Περιπτώσεις που θα προβλεφθεί η δυναμική συνίζηση	119
Πίνακας 5.2.2.	Προβλέψεις της δυναμικής συνίζησης (σε m)	121
Πίνακας 5.4.1.	Περιπτώσεις των οποίων η σεισμική μετακίνηση θα προβλεφθεί στην παρούσα έρευνα, ανά κατηγορία.	133
Πίνακας 5.4.2.	Μετρηθείσες και υπολογισθείσες τιμές του τοίχου βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimura, et al. (1995).	136
Πίνακας 5.4.3.	Καταγραφείσα μετακίνηση του τοίχου από την ελαστο-πλαστική ανάλυση των Modaressi and Coballero (2001) και υπολογισθείσα με το απλοποιημένο μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki. Δίδονται επίσης προβλέψεις εάν η μεταβολή της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου εδάφους με τη παραμόρφωση δεν ληφθεί υπόψιν. Η μετακίνηση είναι σε cm.	138
Πίνακας 5.4.4.	Υπολογισθείσα μετακίνηση με τις απλές επμειρικές μεθόδους και σύγκριση με τα αριθμητικά αποτελέσματα (α) όταν ο ασκούμενος σεισμός είναι η ταλάντωση του βράχου (β) όταν ο ασκούμενος σεισμός είναι η ταλάντωση του Cyberquake σε βάθος 5 m	139
Πίνακας 5.4.5.	Μώλος του King Harbor. Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας δ. Δίδεται επίσης η αντίστοιχη τιμή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης	140
Πίνακας 5.4.6.	Οι παράμετροι του μοντέλου ανά περίπτωση	141
Πίνακας 5.4.7.	Αντοχή σε τυποποιημένη διείδυση και όρια του cu βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990). Μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση και αντοχή και αντίστοιχη κρίσιμη επιτάχυνση της αρχικής γεωμετρίας που υπολογίσθηκε με την ανάδρομη ανάλυση.	141
Πίνακας 5.4.8.	Κρηπιδότοχος Νήσου Rokko . Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας α2. Δίδεται επίσης η τιμή του α2 που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης	141
Πίνακας 6.2.1.	Σύγκριση των προβλέψεων του νέου μοντέλου με τις προβλέψεις της μέθοδο των Stamatopoulos and Velgaki της ενότητας 5.5.4	150
Πίνακας 6.2.2.	Περιπτώσεις που θα εφαρμοσθεί το μοντέλο.	150

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Πίνακας 6.2.3.	Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας δ . Δίδεται επίσης η αντίστοιχη τιμή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης	151
Πίνακας 6.2.4.	Οι παράμετροι του μοντέλου ανά περίπτωση	151
Πίνακας 6.2.5.	Αντοχή σε τυποποιημένη διείδυση. Μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση και αντοχή που υπολογίσθηκε με την ανάδρομη ανάλυση. Δίδονται επίσης τα όρια του c_u βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990).	152
Πίνακας 6.3.1.	Γεωμετρικές παράμετροι των κτιρίων, και η στροφή τους (βάσει των Acacio et al, 2001)	170
Πίνακας 6.3.2.	Γεωμετρικές παράμετροι των κτιρίων, με στροφή μεγαλύτερη από 3° στο Adapazari (βάσει των Yoshida et al, 2001), και πρόβλεψη του c_u με ανάστροφη	170
Πίνακας 6.4.1.	Μειωτικοί συντελεστές για τον τοίχο αντιστήριξης των Modaressi and Caballero με το μοντέλο των Stamatopoulos-Velgaki	180
Πίνακας 6.4.2.	Η τιμή του N_1 και των c_u και c_u/σ' που υπολογίστηκαν από τις ανάδρομες αναλύσεις ανά περίπτωση	182
Πίνακας 7.1.	Εκτελεσθείσες δοκιμές σε μονοτονική φόρτιση υπό πλήρη στράγγιση και μέγιστη και τελική γωνία τριβής.	190
Πίνακας 7.2.	Εκτελεσθείσες δοκιμές απλής διάτμησης με ανακυκλική φόρτιση υπό κορεσμένες συνθήκες και μέτρηση του αριθμού κύκλων για ρευστοποίηση και της μεταβολής του όγκου μετά τη ρευστοποίηση	191
Πίνακας 7.3.	Εκτελεσθείσες δοκιμές απλής διάτμησης με ανακυκλική φόρτιση υπό ξηρές στραγγισμένες συνθήκες	192
Πίνακας 7.4.	Μεταβολή της ογκομετρικής παραμόρφωσης με τον αριθμό κύκλων υπό ξηρές συνθήκες, και σύγκριση με την αντίστοιχη που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed	193
Πίνακας 7.5.	Σύγκριση της μετρηθείσας μέσης ογκομετρικής παραμόρφωσης μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και της αντίστοιχης που προβλέπουν οι μέθοδοι Tokimatsu and Seed και Ishihara and Yoshimine.	197
Πίνακας 7.6.	Σύγκριση της μετρηθείσας μέσης ογκομετρικής παραμόρφωσης υπό ξηρές συνθήκες συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και της κυκλικής παραμόρφωσης, με την αντίστοιχης που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed ($N=15$).	197
Πίνακας 8.1.1.	Κατηγορίες σεισμικών βλαβών κατασκευών	200
Πίνακας 8.1.2.	Κατηγορίες σεισμικών βλαβών φυσικών εδαφών χωρίς κατασκευές	200

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Πίνακας 8.1.3.	Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση φραγμάτων με ύψος <20 m, συναρτήσει του ύψους του φράγματος, H.	200
Πίνακας 8.1.4.	Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση επιχωμάτων ποταμών συναρτήσει του ύψους του επιχώματος, H.	200
Πίνακας 8.1.5	Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση οδικών επιχωμάτων	200
Πίνακας 8.1.6.	Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση σιδηροδρομικών επιχωμάτων	200
Πίνακας 8.1.7.	Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση κρηπιδότοιχων	201
Πίνακας 8.1.8.	Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση “ευμετακίνητων” τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδότοιχων που στηρίζουν ακόρεστο έδαφος	201
Πίνακας 8.1.9.	Προτεινόμενη ανεκτή σεισμική καθίζηση και στροφή ενιαίων θεμελιώσεων και δεξαμενών.	201
Πίνακας 8.1.10.	Προτεινόμενες ανεκτές μετακινήσεις φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές	201

Σ Χ Η Μ Α Τ Α

Σχ. 3.5.1	Φράγματα και άλλα αναχώματα: Λόγος της κατακόρυφης προς την οριζόντια μετακίνηση συναρτήσει του τύπου του αναχώματος και της οριζόντιας μετακίνησης	22
Σχ. 3.5.2	Φράγματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει του λόγου δ/H	23
Σχ. 3.5.3	Παράκτια αναχώματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει του λόγου δ/H . Δίδονται επίσης για σύγκριση και οι τιμές των φραγμάτων	24
Σχ. 3.5.4	Οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει της μετακίνησης. Δίδονται επίσης για σύγκριση και οι τιμές των φραγμάτων και παράκτιων αναχωμάτων με ύψος περίπου 10 m	25
Σχ. 3.6.1	Κρηπιδότοιχοι και άλλοι τοίχοι αντιστήριξης: Λόγος οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή προς τη μετακίνηση στη βάση του τοίχου, συναρτήσει της μετακίνησης στη βάση και του τύπου του τοίχου	30
Σχ. 3.6.2	Κρηπιδότοιχοι και άλλοι τοίχοι αντιστήριξης: Λόγος κατακόρυφης μετακίνησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος προς την οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του τοίχου, συναρτήσει της μετακίνησης στην κορυφή του τύπου του τοίχου	31
Σχ. 3.6.3	Κρηπιδότοιχοι με και χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης	32
Σχ. 3.6.4	Τοίχοι αντιστήριξης (πλην κρηπιδότοιχων) χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει του τύπου του τοίχου και της οριζόντιας μετακίνησης	33

Σχ. 3.6.5	Τοίχοι αντιστήριξης (πλην κρηπιδοτοίχων) με και χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης	34
Σχ. 3.7.1	Ενιαίες θεμελιώσεις: Στροφή κτιρίων συναρτήσει της καθίζησης: (α) πόλη Dagupan, (β) πόλη Adapazari	39
Σχ. 3.7.2	Ενιαίες θεμελιώσεις: Διαφορική καθίζηση συναρτήσει της καθίζησης: (α) πόλη Dagupan, (β) πόλη Adapazari	40
Σχ. 3.7.3	Ενιαίες θεμελιώσεις: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της καθίζησης	41
Σχ. 3.7.4	Ενιαίες θεμελιώσεις: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της στροφής	42
Σχ. 3.7.5	Θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει της μετακίνησης. Δίδονται επίσης τα στοιχεία για τις ενιαίες θεμελιώσεις για σύγκριση	43
Σχ. 3.7.6	Θεμελιώσεις δεξαμενών: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει της μετακίνησης. Δίδονται επίσης τα στοιχεία για τις ενιαίες θεμελιώσεις για σύγκριση	44
Σχ. 3.8.1	Φυσικά πρηνή: Λόγος καθίζησης προς την οριζόντια μετακίνηση συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης.	47
Σχ. 3.8.2	Φυσικά πρηνή χωρίς κατασκευές: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της μετακίνησης.	48
Σχ. 4.1.1.	Μεταβολή της οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος (ο συντελεστής r_d της εξίσωσης (4.1.1α) σύμφωνα με τους Seed and Idriss (1971).	61
Σχ. 4.1.2.	Σύγκριση μετρηθέντων και υπολογισθέντων με ελαστο-πλαστικές και ισοδύναμα-ελαστικές δυναμικών φασμάτων στον σεισμό (α) του Μεξικού και (β) του Nothorthidge (Modaressi and Lopez-Caballero, 2001).	62
Σχ. 4.2.1.	Ογκομετρική παραμόρφωση ϵ_{vol}^r για σεισμό μεγέθους $M=7.5$ (ή σε 15 ομοιόρρους κύκλους) συναρτήσει της διατμητικής κυκλικής παραμόρφωσης, γ_{cyc} και την αντοχή σε τυποποιημένη διείσδυση (από Tokimatsu and Seed, 1987).	70
Σχ. 4.2.2.	Εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης βάσει της αντοχής σε τυποποιημένη διείσδυση (Ευρωκώδικας)	71
Σχ. 4.2.3.	Ογκομετρική παραμόρφωση ϵ_{vol}^r σε κορεσμένη άμμο και σεισμό μεγέθους $M=7.5$ συναρτήσει του λόγου κυκλικής τάσης SR και της αντοχής σε τυποποιημένη διείσδυση (από Tosimatsu and Seed, 1987).	72
Σχ. 4.2.4.	Ογκομετρική παραμόρφωση ϵ_{vol}^r σε κορεσμένη άμμο συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για ρευστοποίηση και τη σχετική πυκνότητα (από τον Ishihara, 1993).	73
Σχ. 4.3.1.	Ενδεικτική μεταβολή της διατμητικής αντίστασης με την παραμόρφωση και παραδοχή αντοχής που συνιστάται σε αναλύσεις σεισμικής ευστάθειας: (α) ξηρό χαλαρό έδαφος ή κορεσμένο πυκνό (ή προστερεοποιημένο) έδαφος, (β) ξηρό πυκνό (ή προστερεοποιημένο) έδαφος ή κορεσμένο χαλαρό έδαφος. Δίνεται επίσης η παραδοχή αντοχής που συνιστάται σε ανάλυση ευστάθειας	

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

	ή προσομοίωσης με το μοντέλο σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο.	77
Σχ. 4.3.2.	Σχέση (α) της αστράγγιστης αντοχής του εδάφους λόγω ρευστοποίησης, c_u συναρτήσει του N της επιτόπου δοκιμής SPT (Seed and Harder, 1990) και (β) του λόγου c_u/σ'_v συναρτήσει του N (Ishihara, 1993)	78
Σχ. 4.4.1.	Σώμα που ολισθαίνει λόγω οριζόντιου σεισμού σε κεκλιμένο επίπεδο, και οι ασκούμενες δυνάμεις.	95
Σχ. 4.4.2.	Γραφική απεικόνιση υπολογισμού παραμενουσών μετακινήσεων σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο σε τυχαία ασκούμενη επιτάχυνση (ταλάντωση).	96
Σχ. 4.4.3.	Μοντέλο αλυσίδας που κινείται σε η κεκλιμένα επίπεδα (α) αρχική γεωμετρία, (β) γεωμετρία όταν η διανούμενη απόσταση είναι u (Stamatoroulos, 1996)	97
Σχ. 4.4.4.	Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση u με το μοντέλο του Stamatoroulos (1996).	98
Σχ. 4.4.5.	Μοντέλο των Stamatoroulos et al (2000) σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα: (α) αρχική γεωμετρία, (β) γεωμετρία όταν η διανούμενη απόσταση είναι u_2	99
Σχ. 4.4.6.	Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση σε ολίσθηση τυπικών φραγμάτων βάσει του μοντέλου των Stamatoroulos (2000): (α) γεωμετρίες που εξετάζονται: (i) χωρίς στάθμη και (ii) με στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, (β) επίδραση του σεισμού, (γ) επίδραση του μήκους της ολίσθησης.	100
Σχ. 4.4.7.	(α) Προσομοίωση της παραμένουσας σεισμικής μετακίνησης τοίχων βαρύτητας με σύστημα δύο σωμάτων: του τοίχου και του κρίσιμου πρίσματος του αντιστηριζόμενου εδάφους (Stamatoroulos and Velgaki, 2001) και (β) η μεταβολή της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου από τον τοίχο βαρύτητας εδάφους με τη μετακίνηση (Stamatoroulos et al, 2001).	103
Σχ. 4.4.8.	Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση του τοίχου βάσει του μοντέλου των Stamatoroulos and Velgaki: (α) επίδραση του σεισμού, (β) επίδραση του ύψους του τοίχου (Stamatoroulos et al, 2001).	104
Σχ. 4.4.9.	Επίδραση των καταστατικών σχέσεων του εδάφους στη σεισμική μετακίνηση σε κεκλιμένο επίπεδο: (α) συνθήκες πλήρους στράγγισης, (β) αστράγγιστες συνθήκες (Lopez-Caballero and Modaressi, 2001)	105
Σχ. 4.4.10.	Σύγκριση της σεισμικής μετακίνησης των προβλέψεων που συλλέχθηκαν από τους Al-Homoud, and Tahtamoni (2000) με (α) την εμπειρική σχέση των Ambraseys and Menu και (β) τα αποτελέσματα των ελαστο-πλαστικών αναλύσεων των Lopez-Caballero and Modaressi (2001).	106
Σχ. 5.1.1	Γεωμετρία που μελετήθηκε από τους Modaressi και Lopez – Caballero.	112

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Σχ. 5.1.2	Οριζόντια συνιστώσα (βορράς – νότος) του επιταχυνσιογραφήματος Caraino του σεισμού Irpinia, Ιταλία, 1980 ($a_{\max} = 0.11g$), α) συναρτήσεως του χρόνου και β) φασματική ανάλυση	113
Σχ. 5.1.3	Αρχικό επιταχυνσιογράφημα (κανονικοποιημένο στην τιμή $a_{\max} = 0.33g$) και επιταχυνσιογραφήματα στα σημεία Α, Β, Γ του Σχ. 5.1.1 μέσω ελαστοπλαστικής ανάλυσης των Modaressi και Lopez-Caballero για $a_{\max} = 0.33g$	114
Σχ. 5.1.4	Φασματική ανάλυση της επιτάχυνσης των επιταχυνσιογραφημάτων του Σχ. 5.1.3	115
Σχ. 5.1.5	Αρχικό επιταχυνσιογράφημα (κανονικοποιημένο στην τιμή $a_{\max} = 0.33g$) και επιταχυνσιογραφήματα στα σημεία Α, Β, Γ του Σχ. 5.1.1 μέσω της παρούσης ισοδύναμα γραμμικής ανάλυσης για $a_{\max} = 0.33g$	116
Σχ. 5.1.6	Φασματική ανάλυση της επιτάχυνσης των επιταχυνσιογραφημάτων του Σχ. 5.1.5	117
Σχ. 5.1.7	Ενίσχυση της επιτάχυνσης στα σημεία Α, Β, Γ σε συνάρτηση με την εισαγόμενη επιτάχυνση στο βραχώδες υπόβαθρο: α) ελαστοπλαστική ανάλυση, β) ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση	118
Σχ. 5.3.1	Τομή κατολίσθησης Nikawa, Ιαπωνία, σεισμός του Kobe (17-01-1995).	124
Σχ. 5.3.2	Τομή κατολίσθησης Takarazuka, Ιαπωνία, σεισμός του Kobe (17-01-1995): α) γεωμετρία πριν και μετά την ολίσθηση, β) λεπτομέρεια της περιοχής του ποδός.	125
Σχ. 5.3.3	Θεωρούμενη γεωμετρία για την ανάδρομη ανάλυση της κατολίσθησης Nikawa	126
Σχ. 5.3.4	Θεωρούμενη γεωμετρία για την ανάδρομη ανάλυση της κατολίσθησης Takarazuka	127
Σχ. 5.3.5	Κατολίσθηση Nikawa. Συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης K_c σε συνάρτηση με την τιμή της αντοχής στα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης: α) υποτίθεται $C_u \neq 0$, $\varphi = 0$, β) $\varphi \neq 0$, $C_u = 0$	128
Σχ. 5.3.5	Κατολίσθηση Takarazuka. Συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης K_c σε συνάρτηση με την τιμή της αντοχής στα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης: α) υποτίθεται $C_u \neq 0$, $\varphi = 0$, β) $\varphi \neq 0$, $C_u = 0$	129
Σχ. 5.4.1	Τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimara et al (1995): (α) γεωμετρία, (β) τρόπος αστοχίας	143
Σχ. 5.4.2.	Μώλος του King Harbor: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Kerwin and Stone, 1997) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	144
Σχ. 5.4.3	Κρηπιδότοιχος Νήσου Rokko: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Inagaki et al, 1996) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	145
Σχ. 6.2.1.	Φράγμα Marquesa κατάντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (De Alba et al, 1988) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	153

Πίνακας Περιεχομένων (συνέχεια)

Σελίδα

Σχ. 6.2.2.	Φράγμα La Palma ανάντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (De Alba et al, 1988) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	154
Σχ. 6.2.3.	Κατολίσθηση Chonan: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Ishihara, 1993) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	155
Σχ. 6.2.4.	Επίχωμα ποταμού Kushiro: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Kaneko et al, 1995) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	156
Σχ. 6.2.5.	Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο: Φράγμα Marquesa κατάντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Tika and Pitilakis, 1999) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο	157
Σχ. 6.3.1.	Η γεωμετρία που εξετάζεται	172
Σχ. 6.3.2.	Οι ασκούμενες δυνάμεις	173
Σχ. 6.3.3.	Οι δυνάμεις αντίστασης στην περίπτωση που η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι κάτω από τη βάση του κτιρίου	174
Σχ. 6.3.4.	Οι δυνάμεις που ασκούνται στη λωρίδα i και ορισμός των S_j , h_j	175
Σχ. 6.4.1.	Η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους Cu που υπολογίσθηκε από όλες τις ανάδρομες αναλύσεις συναρτήσει του συντελεστή N_1 της δοκιμής SPT και σύγκριση με τις σχέσεις των Seed and Harder (α) και Ishihara (β).	186
Σχ. 7.1.1.	Σύγκριση της υπολογισθείσας συνίζησης με τη μέθοδο του Ishihara and Yoshimine, σε σχέση με τη μέθοδο των Tokimatsu and Seed για ορισμένες περιπτώσεις πεδίου.	188
Σχ. 7.2.1.	Άμμος B: Στερεοποίηση συναρτήσει της πυκνότητας	193
Σχ. 7.2.2.	Άμμος B: Τελική αστράγγιστη αντοχή συναρτήσει του λόγου κενών.	194
Σχ. 7.2.3.	Άμμος B: (α), και καμπύλες ρευστοποίησης, δηλαδή ο λόγος SR συναρτήσει των αριθμών κύκλων N_f για τους οποίους η παραμόρφωση λαμβάνει την τιμή $\pm 2.5\%$, (β) Ογκομετρική παραμόρφωση μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της κυκλικής τάσης και της πυκνότητας.	195
Σχ. 7.2.4.	Άμμος B: (α) Η κυκλική τάση τ_{cyc} συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης, (β) η παραμένουσα ογκομετρική παραμόρφωση μετά από 15 κύκλους συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης και της πυκνότητας.	196

3. Συνέπειες της εδαφικής μετακίνησης και καθορισμός ανεκτών ορίων μετακίνησης

3.0. Σκοπός

Ο σκοπός του κεφαλαίου είναι η θέσπιση ανεκτών ορίων στις μετακινήσεις διαφόρων τύπων γεωτεχνικών κατασκευών και θεμελιώσεων, καθώς και φυσικών πρανών, βάσει της εδαφικής σεισμικής μετακίνησης και των επιπτώσεών της που έχουν καταγραφεί στο πεδίο και που συλλέχθηκαν στο προηγούμενο στάδιο (στάδιο 1-πρώτη έκθεση προόδου) της παρούσας έρευνας.

Πρέπει να τονισθεί ότι οι τιμές της ανεκτής μετακίνησης που δίδονται παρακάτω αφορούν προσωπικές εκτιμήσεις των ερευνητών του παρόντος ερευνητικού προγράμματος, και είναι ενδεικτικές.

3.1 Ανεκτές Μετακινήσεις – Γενικά χαρακτηριστικά

Προβλήματα που αφορούν τον γεωτεχνικό μηχανικό περιλαμβάνουν (α) το σεισμικό σχεδιασμό (i) εδαφικών κατασκευών όπως φράγματα και επιχώματα, (ii) τοίχων αντιστήριξης όπως κρηπιδότοιχοι, και (iii) θεμελιώσεων κτιρίων ή άλλων κατασκευών και (β) την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου φυσικών πρανών. Αυτές οι εδαφικές κατασκευές, αυτοί οι τοίχοι αντιστήριξης, αλλά και αυτά τα κτίρια, μπορούν να διαχωρισθούν ως "ευμετακίνητες κατασκευές" και "ψαθυρές κατασκευές" (ή "αμετακίνητες"). Ευμετακίνητες κατασκευές μπορούν να μετακινηθούν σε σεισμό χωρίς να θραυσθούν. "Ψαθυρές" κατασκευές κινούνται ελάχιστα, αλλά θραύονται όταν οι ασκούμενες σεισμικές δυνάμεις ξεπερνούν ένα όριο. Συνήθως τα φυσικά εδαφικά πρνή είναι "ευμετακίνητα": μπορούν να υποστούν σεισμική μετακίνηση σε επιφάνεια ολίσθησης.

Σύγχρονες μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού ζητούν ο σχεδιασμός "ευμετακίνητων" κατασκευών ή φυσικών πρανών να γίνεται βάσει του υπολογισμού της μετακίνησης (βλέπε π.χ. Newmark, 1965, Richards and Elms, 1979, Gazetas and Dakoulas, 1992, Whitman, 1993, Ambraseys and Sbrulov, 1995). Ο λόγος είναι ότι η σεισμική ασφάλεια εδαφικών "ευμετακίνητων" κατασκευών και θεμελιώσεων εξαρτάται από τη σεισμική μετακίνηση της κατασκευής, σε σχέση με την μετακίνηση που απαιτείται ώστε η κατασκευή να χάσει την ευστάθεια ή την λειτουργικότητα της. Οι δε οικονομικές συνέπειες λόγω σεισμού "ευμετακίνητων" πρανών χωρίς κατασκευές εξαρτώνται από τη μετακίνηση που θα προκαλέσει ο σεισμός στο πρνή, σε σχέση με την μετακίνηση που απαιτείται ώστε το φυσικό πρνή να χάσει την ευστάθεια ή την οικονομική ή αισθητική του αξία. Σχεδιασμός βάσει ανεκτής μετακίνησης έχει γίνει εφικτός τα τελευταία χρόνια στη γεωτεχνική σεισμική μηχανική επειδή έχουν αναπτυχθεί, ή αναπτύσσονται, μέθοδοι, κυρίως με πεπερασμένα στοιχεία, που υπολογίζουν με ικανοποιητική ακρίβεια, τουλάχιστον τη κλίμακα (δηλαδή εάν η σεισμική μετακίνηση θα είναι ελάχιστη, μικρή, μεγάλη, τεράστια) της σεισμικής μετακίνησης (π.χ. VELACS project, Arulanandan and Scott, 1993).

Τα παραπάνω είναι αντίθετα με την παραδοσιακή πρακτική αντισεισμικού σχεδιασμού που εκτιμά την ασφάλεια σε σεισμό εδαφικών κατασκευών, κτιρίων και φυσικών πρανών, με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας για αστοχία στην πιθανή επιφάνεια ολίσθησης λόγω των δυνάμεων βαρύτητας και των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων, ενάντια στην αντοχή του εδάφους στην επιφάνεια ολίσθησης.

Για να μην είναι απαγορευτικά αντιοικονομικός ο σχεδιασμός ευμετακίνητων κατασκευών και πρανών βάσει του συντελεστή ασφαλείας, χρησιμοποιείται συχνά

συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης μικρότερος από τον πραγματικά αναμενόμενο στη περίπτωση μεγάλου κοντινού σεισμού. Παραδείγματος χάριν ο ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 1999) μειώνει τον σεισμικό συντελεστή σε πρηνή κατά 50%. Ο λόγος είναι ότι σχεδιασμός βάσει του συνόλου της αδρανειακής δύναμης αντιστοιχεί σε μηδενική σεισμική μετακίνηση, ή καμία ζημιά λόγω του σεισμού. Η πράξη όμως δείχνει ότι θα ήταν περίπου αδύνατον και πολύ αντισυμβατικό να σχεδιαστεί μία κατασκευή που δεν θα υφίσταται καθόλου ζημιές (δηλαδή μετακινήσεις) σε περίπτωση μεγάλου κοντινού σεισμού, που λαμβάνει χώρα μόνο μερικές, ή και καμία φορά, κατά την ζωή της κατασκευής.

Και μετά όμως τη προσαρμογή που αναφέρθηκε προηγουμένως, ο αντισεισμικός σχεδιασμός "ευμετακίνητων" κατασκευών βάσει του συντελεστή ασφαλείας περικλείει σημαντική αβεβαιότητα, επειδή είναι γνωστό ότι η αντοχή του εδάφους, που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται από την παραμόρφωση. Επίσης, σχεδιασμός βάσει του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνει υπ' όψιν μόνον την μέγιστη τιμή της ασκούμενης επιτάχυνσης, και όχι άλλα χαρακτηριστικά της ασκούμενης ταλάντωσης που επηρεάζουν τη σεισμική παραμένουσα μετακίνηση, όπως το συχνотικό περιεχόμενο της ταλάντωσης και τη διάρκειά της. Τέλος, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η ασφάλεια "ευμετακίνητων" εδαφικών κατασκευών, τοίχων αντιστήριξης, κτιρίων και φυσικών πρηνών, εξαρτάται από τη σεισμική μετακίνηση, και όχι άμεσα από έναν συντελεστή ασφαλείας που ορίζεται από τις ασκούμενες σεισμικές δυνάμεις και τις δυνάμεις αντίστασης. Άρα, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας για ασφαλή αντισεισμικό σχεδιασμό δεν μπορεί να καθοριστεί με ορθολογικό τρόπο (εκτός εάν συσχετισθεί με την τιμή της ανεκτής μετακίνησης).

Τιμές ανεκτής μετακίνησης σε στατική φόρτιση υπάρχουν στην βιβλιογραφία και σε κανονισμούς (π.χ. για θεμελιώσεις αναφέρονται στους Lambe and Whitman, 1969). Αντίθετα τιμές ανεκτής μετακίνησης σε σεισμό, δεν αναφέρονται στη βιβλιογραφία. Παραδείγματος χάριν ο ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 1999) αναφέρει "σχεδιασμό βάσει ανεκτής μετακίνησης", αλλά δεν δίνει τιμές ανεκτής μετακίνησης. Από την άλλη, δεν μπορούν σε σεισμό να προταθούν οι τιμές ανεκτής σεισμικής μετακίνησης αντίστοιχες με τις τιμές υπό στατική φόρτιση, επειδή:

- Η στατική φόρτιση με βεβαιότητα θα εκδηλωθεί, ενώ η φόρτιση λόγω κοντινού ισχυρού σεισμού μπορεί να μην εκδηλωθεί κατά την ζωή της κατασκευής. Συμπεραίνεται ότι σχεδιασμός υπό σεισμική φόρτιση μπορεί να δέχεται ζημιές που να απαιτούν κάποιο κόστος για να διορθωθούν, σε αντίθεση με το σχεδιασμό υπό στατική φόρτιση.
- Συνήθως, ιδιαίτερα σε αμμώδη εδάφη, η σεισμική μετακίνηση λαμβάνει χώρα άμεσα κατά τη διάρκεια του σεισμού, σε αντίθεση με τις στατικές καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα σταδιακά, κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Αυτό είναι επιβαρυντικό, επειδή σταδιακή ανάπτυξη της καθίζησης σε κτίρια πιθανώς δίνει το περιθώριο στον σκελετό να παραμορφωθεί πλαστικά χωρίς να ρηγματωθεί.
- Η σεισμική μετακίνηση οφείλεται κυρίως σε οριζόντια φόρτιση, σε αντίθεση με τη στατική μετακίνηση που οφείλεται σε κατακόρυφη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η σεισμική μετακίνηση να είναι κυρίως στην οριζόντια διεύθυνση και όχι στην κατακόρυφη.

3.2 Διαδικασία που θα ακολουθηθεί

Τα παραπάνω δείχνουν ότι ο καθορισμός ορίων της ανεκτής μετακίνησης που να μπορούν να συγκριθούν με την πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης είναι σημαντικός για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ευμετακίνητων κατασκευών, και λείπει από την διεθνή βιβλιογραφία. Κατά τη διεθνή πρακτική (π.χ. Iai, 2001), ο αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται σε "επίπεδα βλαβών".. Για τον καθορισμό

ανεκτής μετακίνησης μίας κατηγορίας κατασκευών για κάποιο επίπεδο βλαβών πρέπει να υπάρχουν επαρκείς περιπτώσεις σεισμικής συμπεριφοράς στο πεδίο κατασκευών αυτής της κατηγορίας.

Βάσει των παραπάνω, στη παρούσα μελέτη η θέσπιση ορίων στις τιμές των μετακινήσεων θα γίνει με την ακόλουθη διαδικασία: Πρώτα θα εξετάσουμε υπό ποιές συνθήκες (i) εδαφικές κατασκευές, (ii) τοίχοι αντιστήριξης, (iii) θεμελιώσεις κτιρίων ή άλλων κατασκευών και (iv) φυσικά πρηνή κινούνται ευμετακίνητα. Κατόπιν θα καθορισθούν (α) επίπεδα βλαβών και το επίπεδο βλαβών σχεδιασμού, και (β) η ανεκτή μετακίνηση τύπων εδαφικών κατασκευών, τοίχων αντιστήριξης θεμελιώσεων και φυσικών πρηνών, για συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών. Όσον αφορά το (β), για καθεμία από τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως, πρώτα αναφέρονται (i) οι τύποι αυτών των περιπτώσεων για τις οποίες βρέθηκαν αρκετά στοιχεία πεδίου, και άρα μπορούν να εξετασθούν, και (ii) βιβλιογραφικές αναφορές που προτείνουν την ανεκτή μετακίνηση υπό στατικές ή σεισμικές συνθήκες, εάν υπάρχουν. Κατόπιν περιγράφονται οι περιπτώσεις που βρέθηκαν στη βάση δεδομένων, και γίνεται μελέτη και στατιστική τους επεξεργασία ώστε να καθορισθεί η παραμορφωσιμότητά τους σε σεισμό, η κρίσιμη παραμέτρος της μετακίνησης και η ανεκτή σεισμική μετακίνηση συναρτήσει του επιπέδου βλαβών. Τέλος βάσει όλων των παραπάνω καθορίζεται η τιμή της ανεκτής μετακίνησης συναρτήσει του επιπέδου βλαβών.

3.3 Κατηγορίες κατασκευών και φυσικών πρηνών που κινούνται ευμετακίνητα

Αναφέρθηκε ότι προβλήματα που αφορούν τον γεωτεχνικό μηχανικό περιλαμβάνουν (α) το σεισμικό σχεδιασμό (i) εδαφικών κατασκευών όπως φράγματα και επιχώματα, (ii) τοίχων αντιστήριξης όπως κρηπιδοτόχοι, και (iii) θεμελιώσεων κτιρίων ή άλλων κατασκευών και (β) την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου φυσικών πρηνών. Αναφέρθηκε επίσης ότι αντισεισμικός σχεδιασμός αφορά ευμετακίνητες κατασκευές. Συμπεραίνεται ότι πρώτα πρέπει να εξετάσουμε ποιές από τις παραπάνω κατασκευές και υπό ποιές συνθήκες κινούνται ευμετακίνητα.

Επί τόπου μετρήσεις που αναφέρονται παρακάτω δείχνουν ότι εδαφικές κατασκευές (δηλαδή χωμάτινα φράγματα και άλλα επιχώματα) σε σεισμό κινούνται "ευμετακίνητα", και άρα αντισεισμικός σχεδιασμός βάσει μετακινήσεων είναι εφαρμόσιμος.

Οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να διαχωριστούν ως: (α) κρηπιδοτόχοι που στηρίζουν κορεσμένο έδαφος, και (β) άλλοι τύποι τοίχων που (συνήθως) στηρίζουν ακόρεστο έδαφος. Επί τόπου παρατηρήσεις που αναφέρονται παρακάτω δείχνουν ότι οι κρηπιδοτόχοι κινούνται "ευμετακίνητα", προς τη θάλασσα, και άρα αντισεισμικός σχεδιασμός βάσει μετακινήσεων είναι εφαρμόσιμος. Όπως έχουν δείξει δοκιμές στην δονητική τράπεζα (π.χ. Nishimura et al., 1995) οι τοίχοι βαρύτητας που το αντιστηριζόμενο έδαφος δεν είναι κορεσμένο και ο τοίχος θεμελιώνεται επιφανειακά (δεν είναι βυθισμένος στο έδαφος), παρόμοια με τους κρηπιδοτόχους κινούνται κυρίως οριζόντια μακριά από το αντιστηριζόμενο έδαφος. Επί τόπου παρατηρήσεις που αναφέρονται παρακάτω έχουν δείξει ότι τοίχοι βαρύτητας και άλλοι τύποι τοίχων αντιστήριξης που δεν είναι θεμελιωμένοι επιφανειακά, αλλά είναι βυθισμένοι στο έδαφος, κυρίως στρέφονται λόγω σεισμού. Όμως, λεπτοί τοίχοι αντιστήριξης ορισμένες φορές θραύονται πριν μετακινηθούν λόγω σεισμού. Τυπική περίπτωση θραύσης δίδεται από τους Tatsuoka et al (1996). Περιγράφει τη θραύση σε τοίχο αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα στο σεισμό Hyogoken Nambu, της Ιαπωνίας (βλέπε το Σχ. 3.3.3α της Πρώτης Έκθεσης Προόδου). Οι τοίχοι που θραύονται δεν σχεδιάσθηκαν σωστά όσον αφορά τις σεισμικές δυνάμεις και ροπές. Συμπεραίνεται ότι για τοίχους αντιστήριξης σχεδιασμός βάσει "ανεκτής" μετακίνησης, είναι

εφαρμόσιμος, υπό την προϋπόθεση ότι ο τοίχος έχει σχεδιασθεί σωστά ώστε να μην θραύεται λόγω των δυνάμεων που ασκούνται λόγω του σεισμού στον τοίχο.

Επί τόπου παρατηρήσεις που αναφέρονται παρακάτω δείχνουν ότι κτίρια που είναι σχεδιασμένα να δέχονται σεισμικά φορτία και είναι θεμελιωμένα με γενική κοιτόστρωση μπορούν να δεχθούν μεγάλη καθίζηση χωρίς να καταρρεύσουν. Συμπεραίνεται ότι αυτά τα κτίρια συμπεριφέρονται "ευμετακίνητα". Όμως, άλλα κτίρια, θραύονται χωρίς να υποστούν καθίζηση, προφανώς επειδή δεν είναι σχεδιασμένα να δέχονται σεισμικά φορτία και καταρρέουν πριν υποστούν καθίζηση. Παραδείγματος χάριν λόγω ακατάλληλου αντισεισμικού δομοστατικού σχεδιασμού, κτίρια στην πόλη Adapazarı στη Τουρκία λόγω του σεισμού του 1999, κατέρρευσαν χωρίς να υποστούν καθίζηση, ενώ άλλα υπέστησαν μικρότερες ζημιές, όσο μεγαλύτερη ήταν η καθίζηση (Yoshida et al, 2001). Ο λόγος είναι ότι μεγάλη καθίζηση σήμαινε ρευστοποίηση του υπεδάφους στην περιοχή του κτιρίου, και άρα μικρότερες σεισμικές δυνάμεις στο σκελετό του κτιρίου. Αυτά τα κτίρια που κατέρρευσαν μπορούν να χαρακτηρισθούν "ψαθυρά". Σε κτίρια θεμελιωμένα σε πασσάλους, συχνά παρατηρείται ότι η θεμελίωση δεν μετακινείται πριν οι πάσσαλοι θραυσθούν. Τυπική περίπτωση είναι το Σχ. 3.8.5β της Πρώτης Έκθεσης Προόδου που περιγράφει τις βλάβες σε πασσάλους θεμελίωσης του κτιρίου NHK στον σεισμό του Niigata το 1964 (Hamada, 1992). Συμπεραίνεται ότι σχεδιασμός βάσει "ανεκτής" μετακίνησης, είναι εφαρμόσιμος σε κτίρια με επιφανειακές θεμελιώσεις, υπό την προϋπόθεση ότι δεν λαμβάνει χώρα δομοστατική αστοχία του κτιρίου που δεν οφείλεται σε καθίζηση λόγω του σεισμού.

Επί τόπου παρατηρήσεις που αναφέρονται παρακάτω δείχνουν ότι φυσικά εδαφικά πρανή είναι "ευμετακίνητα": μπορούν να υποστούν σεισμική μετακίνηση σε επιφάνεια ολίσθησης. Εξάιρεση αποτελούν απόκρημνοι βράχοι που θραύονται και κινούνται ανεξέλεγκτα κατωφερικά.

3.4 Επίπεδα βλαβών

3.4.1 Κατηγορίες

Μπορούμε να ξεχωρίσουμε δύο περιπτώσεις που έχουν διαφορετικά επίπεδα βλαβών: (α) κατασκευές που μπορεί να είναι είτε εδαφικές, είτε συστήματα τοίχων αντιστήριξης-αντιστηριζόμενου εδάφους, είτε θεμελιώσεις κτιρίων και (β) φυσικό πρανές χωρίς κατασκευές. Στην περίπτωση (α) ορίζονται τέσσερις κατηγορίες βλαβών οι οποίες καλύπτουν όλο το φάσμα των συνεπειών της εδαφικής σεισμικής μετακίνησης και δίδονται στον Πίνακα 3.4.1. Στην δε περίπτωση (β) (φυσικά πρανή χωρίς κατασκευές), ορίζονται τρεις κατηγορίες βλαβών, ανάλογα με τις αλλοιώσεις στο περιβάλλον, που δίδονται στον πίνακα 3.4.2.

Πίνακας 3.4.1. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών κατασκευών

Κατηγορία	Συνέπεια
A	Περιορισμένες βλάβες ή βλάβες εύκολα επισκευάσιμες μετά το σεισμό (π.χ. ρωγμές) που όμως δεν εμποδίζουν τη βασική λειτουργία-χρήση της κατασκευής, ούτε αποτελούν απειλή για την ευστάθειά της
B	Βλάβες που καθιστούν προβληματική και ίσως επικίνδυνη την βασική λειτουργία-χρήση της κατασκευής, των οποίων όμως η επισκευή είναι δυνατή και οικονομικά συμφέρουσα
Γ	Μερική κατάρρευση ή ζημιές μεγάλης κλίμακας και σοβαρότητας που καθιστούν αδύνατη ή ιδιαίτερος επικίνδυνη τη λειτουργία-χρήση της κατασκευής, ενώ η επισκευή είναι ιδιαίτερα δύσκολη και ενδεχομένως

	οικονομικά ασύμφορη. Ταυτόχρονη έμμεση απειλή για την ανθρώπινη ζωή από πιθανή μετασεισμική κατάρρευση
Δ	Ολική κατάρρευση και άμεση απειλή της ανθρώπινης ζωής

Πίνακας 3.4.2. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών φυσικών εδαφών χωρίς κατασκευές

Κατηγορία	Συνέπεια
A'	Μηδενικές ή μικρές αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος
B'	Μέτριες αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος
Γ'	Απαράδεκτες αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος

3.4.2. Επίπεδο βλαβών σχεδιασμού

Ο καθορισμός του αποδεκτού επιπέδου βλαβών στην περίπτωση κατασκευών εξαρτάται από τη σπουδαιότητα της κατασκευής, αλλά και από θέματα γενικού σχεδιασμού που μπορεί να είναι οικονομικοί ή κοινωνικοί, πέραν της μηχανικής. Το παρακάτω παράδειγμα περιγράφει σχεδιασμό που, κατά την άποψη των συγγραφέων, αποδείχθηκε ατυχής. Το παράδειγμα αναφέρεται στον καταστροφικό σεισμό που έλαβε χώρα κοντά στο ΚΟΒΕ, Ιαπωνίας το 1995 (Inagaki et al 1996, Kamon et al, 1996, Kimura, 1996). Από συνολικά 189 κρηπιδότοιχους στο λιμάνι του ΚΟΒΕ, μόνον τρεις ήταν σχεδιασμένοι για να έχουν την δυνατότητα να λειτουργήσουν μετά το μεγάλο σεισμό (κατηγορία Α βάσει του Πίνακα 3.4.1). Μετά τον σεισμό μόνον αυτοί οι τρεις κρηπιδότοιχοι δεν έπαθαν σημαντικές ζημιές και λειτούργησαν για επείγουσες εκφορτώσεις προμηθειών. Όμως στον αριθμό τους αποδείχθηκαν ανεπαρκείς. Οι δραστηριότητες του λιμένα σταμάτησαν. Από τους άλλους δε κρηπιδότοιχους, οι 82 επισκευάστηκαν με επεμβάσεις προσωρινού χαρακτήρα. Η προοπτική για πλήρη αποκατάσταση αναμενόταν σε δύο χρόνια. Κατά την άποψη των συγγραφέων, δεν είναι λογικό να έχει ένα τόσο πολυσύχναστο λιμάνι μόνο τρεις κρηπιδότοιχους που θα ήταν λειτουργικοί μετά από μεγάλο σεισμό, ενώ πολλοί άλλοι θα χρειάζονταν εκτεταμένες επισκευές.

Όπως αναφέρεται από τον Ιai (2001), επιπροσθέτως της σπουδαιότητας της κατασκευής, ο καθορισμός του αποδεκτού επιπέδου βλαβών εξαρτάται από το επίπεδο της διέγερσης σχεδιασμού. Σε ένα πολύ μεγάλο σεισμό με πολύ μικρές πιθανότητες να συμβεί πρέπει να αποφεύγεται ολική κατάρρευση ή απώλεια ανθρώπινων ζωών, ενώ σε μέτριο σεισμό με μεγαλύτερη πιθανότητα να συμβεί πρέπει να αποφεύγεται υπερβολικό και ασύμφορο κόστος επισκευών. Επισημαίνεται ότι το επίπεδο της διέγερσης σχεδιασμού βάσει κανονισμών, όπως π.χ. κατά ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 1999) που θα εφαρμοστεί με τις προτεινόμενες τιμές των ανεκτών μετακινήσεων δεν αντιστοιχεί στις μέγιστες πιθανές επιταχύνσεις σε ενδεχόμενο κοντινό σεισμό, αλλά σε μικρότερες επιταχύνσεις. (Αυτό φάνηκε π.χ. στον πρόσφατο σεισμό της Πάρνηθας του 1999 όπου οι μετρηθείσες ή εκτιμώμενες επιταχύνσεις κοντά στο σεισμικό ρήγμα, όπως αναφέρονται π.χ. από τους Kallou et al, 2001, ήταν σημαντικά μεγαλύτερες από τη επιτάχυνση σχεδιασμού που ορίζει ο ΕΑΚ).

Βάσει των παραπάνω, και για την επιτάχυνση σχεδιασμού για την οποία συνήθως υπάρχει αβεβαιότητα για το εάν είναι η μέγιστη δυνατή, συνιστάται να χρησιμοποιείται, για κατασκευές σχεδιασμός βάσει του επιπέδου βλαβών Α και Β, και για πρηνή χωρίς θεμελιώσεις κατασκευών σχεδιασμός βάσει του επιπέδου βλαβών Α' και Β'. Όπως θα αναφερθεί παρακάτω, για κατασκευές συνιστάται να χρησιμοποιείται επίπεδο βλαβών σχεδιασμού Α ή Β ανάλογα με τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Αντίστοιχα, για πρηνή χωρίς κατασκευές συνιστάται να χρησιμοποιείται επίπεδο βλαβών σχεδιασμού Α' ή Β' ανάλογα με την οικονομική κι αισθητική αξία του φυσικού πρηνούς.

3.5. Ανεκτές Μετακινήσεις εδαφικών κατασκευών (Χωμάτινα φράγματα και επιχώματα)

3.5.1. Γενικά

Στη βάση δεδομένων που συλλέχθηκε στο προηγούμενο στάδιο (Στάδιο 1 - 1η Έκθεση Προόδου) υπάρχουν (α) πολλές περιπτώσεις φραγμάτων, όπου έχει καταγραφεί η παραμόρφωση σε σεισμό και μπορεί να συγκριθεί με τα επίπεδα βλαβών και (β) τρεις άλλοι τύποι επιχωμάτων όπου έχει σε αρκετές περιπτώσεις παρατηρηθεί παραμόρφωση σε σεισμό και μπορεί να συγκριθεί με τα επίπεδα βλαβών περιλαμβάνουν: i) επιχώματα ποταμών, ii) οδικά επιχώματα, και iii) σιδηροδρομικά επιχώματα. Επειδή δε για δεδομένο επίπεδο βλαβών η ανεκτή μετακίνηση της καθεμίας από τις παραπάνω κατηγορίες επιχωμάτων αναμένεται διαφορετική, αυτές οι κατηγορίες θα εξετασθούν ξεχωριστά.

3.5.2. Βιβλιογραφία

"Επίπεδα βλαβών" σχετίζονται με τη σεισμική μετακίνηση φραγμάτων σε σεισμό από τον Tanı (2001). Ο Tanı παρατήρησε ότι φράγματα με ύψος κυμαινόμενο από 15 ως 75m υπέστησαν μικρή βλάβη όταν η καθίζηση ήταν μικρότερη των 0.5m, μέση βλάβη όταν η καθίζηση ήταν μεταξύ 0.5 και 1m, και μεγάλη ή καταστροφική βλάβη όταν η καθίζηση ήταν μεγαλύτερη από 1m.

Όσον αφορά τα οδικά επιχώματα, σύμφωνα με Βρετανικούς Κανονισμούς Οδοστρωμάτων (Cronney, 1977), μια καθίζηση της τάξης των 25mm έχει καθιερωθεί ως κριτήριο βλάβης (δηλαδή ως κριτήριο για επισκευή χωρίς σημαντικό κόστος) για εύκαμπτα οδοστρώματα. Παρόμοια όρια δεν βρέθηκαν για τη σιδηροτροχιά σιδηροδρόμων.

3.5.3. Ανάλυση αποτελεσμάτων βάσης δεδομένων

Στη βάση δεδομένων υπερτερούν οι περιπτώσεις φραγμάτων, άρα αυτά θα εξετασθούν πρώτα. Ο πίνακας A1.1 του Παραρτήματος Α δίδει για κάθε περίπτωση φράγματος που συλλέχθηκε στη βάση δεδομένων, την κατηγορία βλαβών, το ύψος του φράγματος, την καθίζηση του φράγματος, και την μόνιμη οριζόντια μετακίνηση στην βάση του φράγματος. Οι πίνακες A1.2, A1.3 και A1.4 του Παραρτήματος δίδουν για κάθε περίπτωση παράκτιων αναχωμάτων, οδικών επιχωμάτων και σιδηροδρομικών επιχωμάτων που συλλέχθηκαν στη βάση δεδομένων, την κατηγορία βλαβών, το ύψος του επιχώματος, την καθίζηση του επιχώματος, και την οριζόντια μετακίνηση στην βάση του επιχώματος. Πέραν των περιπτώσεων που περιγράφονται στην πρώτη έκθεση προόδου, βρέθηκε άλλη μία περίπτωση παράκτιου αναχώματος. Αφορά θαλάσσιο επίχωμα σε λιμάνι στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ (Kerwin and Stone, 1997), που δίδεται στον πίνακα A1.2. Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, η κατηγορία βλάβης εκτιμήθηκε εμπειρικά από τις φωτογραφίες, τα σχήματα της παραμόρφωσης, ή την περιγραφή των ζημιών που δίδονται στις βιβλιογραφικές αναφορές.

3.5.4. Παραμορφωσιμότητα

Για να καθορισθεί η κρίσιμη παράμετρος της μετακίνησης είναι σημαντικό να μελετηθεί η παραμορφωσιμότητα των φραγμάτων και των άλλων επιχωμάτων σε σεισμό. Ειδικά, είναι ενδιαφέρον να εξετασθεί ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης του κατώτερου τμήματος του φράγματος ή άλλου τύπου επιχώματος, u_x , προς τη κατακόρυφη μετακίνηση (καθίζηση), u_z . Το Σχ. 3.5.1 δίδει το λόγο της οριζόντιας (u_x) προς την κατακόρυφη (u_z) μετακίνηση συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης, από τα στοιχεία που ελήφθησαν από τη βάση δεδομένων. Αυτά τα στοιχεία δείχνουν ότι ο

λόγος της οριζόντιας προς την κατακόρυφη μετακίνησή εξαρτάται από τη μετακίνηση του φράγματος. Για καθίζηση μικρότερη των περίπου 1m, που, όπως θα αναφερθεί παρακάτω, αντιστοιχεί - προσεγγιστικά - στην καθίζηση σχεδιασμού, ο λόγος u_x/u_z είναι μικρότερος της μονάδας, και συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 0.5 και 1. Συμπεραίνεται ότι το u_x σχετίζεται και δεν διαφέρει σημαντικά από το u_z , και άρα σχεδιασμός είτε βάσει του u_x είτε βάσει του u_z είναι περίπου ισοδύναμος.

3.5.5. Ανεκτές μετακινήσεις φραγμάτων

Το φράγμα σαν κατασκευή που δεν αφήνει το νερό του ταμιευτήρα να κινηθεί κατάντη, είναι εκτός λειτουργίας εάν χάσει ένα μέρος της στέψης του, ή εάν δημιουργηθούν βαθιές ρωγμές και νερό μπορεί να περάσει μέσα από τη μάζα του. Υπενθυμίζουμε επίσης ότι προηγουμένως αναφέρθηκε ότι ο λόγος της οριζόντιας προς την κατακόρυφη μετακίνηση κυμαίνεται περίπου μεταξύ 0.5 έως 1 για τα φράγματα με μικρές ζημιές, και άρα σχεδιασμός είτε βάσει του u_x είτε βάσει του u_z είναι δυνατός. Άρα, η λειτουργικότητα, αλλά και η ασφάλεια των φραγμάτων, καθορίζεται από την καθίζηση της στέψης. Συμπεραίνουμε ότι το κρίσιμο μέτρο μετακίνησης για φράγματα είναι η καθίζηση της στέψης.

Όμως η καθίζηση της στέψης μπορεί να είναι μεγαλύτερη σε φράγματα μεγαλύτερων διαστάσεων επειδή (α) η καθίζηση για να διαταραχθεί η ολική ευστάθεια του φράγματος είναι μεγαλύτερη και (β) η επιτρεπόμενη καθίζηση της στέψης ώστε να μην διαφύγει το νερό του ταμιευτήρα είναι συνήθως μεγαλύτερη. Γι' αυτό το λόγο ως παράμετρο της κρίσιμης μετακίνησης για φράγματα λαμβάνουμε το λόγο δ/H όπου δ είναι η καθίζηση και H είναι το ύψος του φράγματος.

Το Σχ. 3.5.2 δίνει την κρίσιμη παράμετρο μετακίνησης (δ/H) συναρτήσει του επιπέδου βλαβών για τα φράγματα, βάσει του πίνακα Α1.2. Παρατηρείται ότι.

- Στα φράγματα που έχουν υποστεί μικρές ζημιές (επίπεδο ζημιών Α), οι καθιζήσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό στην στέψη είναι μικρότερες από 0.01H όπου H είναι το (αρχικό) ύψος του φράγματος.
- Στα φράγματα που έχουν υποστεί μέτριες ζημιές (επίπεδο ζημιών Β), οι καθιζήσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό στην στέψη είναι μικρότερες από 0.05H όπου H είναι το (αρχικό) ύψος του φράγματος.

Βάσει της παραπάνω ανάλυσης, ως προς το επίπεδο βλαβών συναρτήσει της κρίσιμης παραμέτρου της μετακίνησης, προτείνονται οι ανεκτές μετακινήσεις του εδάφους φραγμάτων με ύψος ≤ 20 m που δίδονται στον παρακάτω πίνακα. Τα φράγματα με ύψος μεγαλύτερο των 20m γενικά σχεδιάζονται χρησιμοποιώντας ειδικά κριτήρια, άρα ο σχεδιασμός τους δεν περιλαμβάνεται σε κανονισμούς και είναι πέραν των σκοπών της παρούσης μελέτης. Αναφέρθηκε ότι τα όρια του πίνακα 3.5.1 ισχύουν για φράγματα ύψους μέχρι 20m. Συμπεραίνεται ότι οι αντίστοιχες τιμές της απόλυτης τιμής της ανεκτής καθίζησης είναι αυτές που δίδονται στην τελευταία κολόνα του πίνακα 3.5.1.

Πίνακας 3.5.1. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση φραγμάτων με ύψος ≤ 20 m, συναρτήσει του ύψους του φράγματος, H .

	Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Μέγιστη καθίζηση του φράγματος	Μέγιστη καθίζηση του φράγματος ύψους 20m
1	B	0.05(H)	100 cm
2	A	0.01(H)	20 cm

Όσον αφορά τον παραπάνω πίνακα πρέπει να αναφερθεί ότι η υιοθέτηση των τιμών για περισσότερο ή λιγότερο συντηρητικό σχεδιασμό εξαρτάται από το γενικό κίνδυνο. Το πόσο σημαντικό είναι το φράγμα, πρέπει να ορίζεται ανάλογα με την περίπτωση.

Οι παραπάνω τιμές παρατηρείται ότι συγκρινόμενες με τα όρια του Tanı (2001) που αναφέρθηκαν παραπάνω, είναι παρόμοιες.

3.5.6. Ανεκτές μετακινήσεις επιχωμάτων ποταμών

Τα αντιπλημμυρικά επιχώματα των ποταμών έχουν παρόμοια κατασκευή και παρόμοια κριτήρια λειτουργικότητας (να μην επιτρέψει τη διαφυγή του νερού) με τα φράγματα. Έτσι, η κρίσιμη παράμετρος μετακίνησης λαμβάνεται παρόμοια με αυτή των φραγμάτων, που αναφέρθηκε προηγουμένως, δηλαδή ο λόγος δ/H όπου δ είναι η καθίζηση και H είναι το ύψος του επιχώματος.

Το Σχ. 3.5.3 δίνει την κρίσιμη παράμετρο μετακίνησης (δ/H) συναρτήσεως του επιπέδου βλαβών, για την περίπτωση παρακτίων επιχωμάτων της βάσης δεδομένων. Επειδή τα στοιχεία είναι λίγα, δίδονται επίσης και τα στοιχεία των φραγμάτων. Τα στοιχεία που υπάρχουν αντιστοιχούν σε επίπεδο βλαβών Γ και δείχνουν ότι στα παράκτια αναχώματα που έχουν υποστεί αρκετά μεγάλες ζημιές (επίπεδο βλαβών Γ), οι καθιζήσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό στην στέψη δεν είναι μικρότερες από 0.2 του αρχικού ύψους του επιχώματος. Αυτό είναι σε συμφωνία με το Σχ. 3.5.2 για τα φράγματα.

Βάσει της παραπάνω ανάλυσης, και επειδή όπως αναφέρθηκε ήδη τα επιχώματα των ποταμών έχουν παρόμοια κατασκευή και κριτήρια λειτουργικότητας με τα φράγματα, η ανεκτή μετακίνηση τους λαμβάνεται παρόμοια με αυτή των φραγμάτων (πίνακας 3.5.2). Τα επιχώματα ποταμών έχουν ύψος μέχρι περίπου 10m. Συμπεραίνεται ότι οι αντίστοιχες τιμές της απόλυτης τιμής της ανεκτής καθίζησης είναι αυτές που δίδονται στην τελευταία κολόνα του πίνακα 3.5.2.

Πίνακας 3.5.2. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση επιχωμάτων ποταμών συναρτήσεως του ύψους του επιχώματος, H .

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος	Μέγιστη καθίζηση επιχωμάτων ποταμών για $H=10m$
B	0.05(H)	50cm
A	0.01(H)	10 cm

Όσον αφορά τον παραπάνω πίνακα πρέπει να αναφερθεί ότι η υιοθέτηση των τιμών για περισσότερο ή λιγότερο συντηρητικό σχεδιασμό εξαρτάται από το γενικό κίνδυνο και πρέπει να ορίζεται από τον μηχανικό (για παράδειγμα περισσότερο συντηρητικές τιμές πρέπει να υιοθετηθούν σε περίπτωση που υπάρχουν κτίρια κοντά στα επιχώματα ποταμών).

3.5.7. Ανεκτές μετακινήσεις οδικών και σιδηροδρομικών επιχωμάτων

Στα οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα το οδόστρωμα και η σιδηροτροχιά αντίστοιχα που βρίσκονται στη στέψη των επιχωμάτων είναι οι "κρίσιμες" κατασκευές όσον αφορά τη σεισμική μετακίνηση του επιχώματος επειδή η κυκλοφορία διακόπτεται από ένα μικρό ποσοστό διαφορικών καθιζήσεων της στέψης του επιχώματος. Επειδή η λειτουργικότητα τόσο του οδοστρώματος, όσο και της σιδηροτροχιάς εξαρτάται από τη διαφορική καθίζηση, προκύπτει ότι η διαφορική καθίζηση της στέψης του επιχώματος είναι η κρίσιμη παράμετρος της μετακίνησης.

Όπως αναφέρεται και στους Lambe and Whitman (1969, Σχ. 14.9 σελίδα 203) οι διαφορικές καθιζήσεις είναι συνήθως μικρότερες ή ίσες με το 50% της μέγιστης καθίζησης. Βάσει των παραπάνω η καθίζηση στη στέψη θα ληφθεί ως η κρίσιμη παράμετρος.

Αναφέρθηκε ότι σύμφωνα με Βρετανικούς Κανονισμούς Οδοστρωμάτων, μια καθίζηση της τάξεως των 25mm έχει καθιερωθεί ως κριτήριο βλάβης (δηλαδή ως κριτήριο για επισκευή χωρίς σημαντικό κόστος) για εύκαμπτα οδοστρώματα. Το παραπάνω όριο αντιστοιχεί στο επίπεδο βλαβών τάξης Α. Η δε ανεκτή μετακίνηση σιδηροδρομικών επιχωμάτων πρέπει να είναι μικρότερες από αυτές των οδικών, επειδή ο σιδηρόδρομος είναι περισσότερο επιρρεπής από τα αυτοκίνητα στις διαφορικές καθιζήσεις. Συμπεραίνεται ότι για επίπεδο βλαβών Α η ανεκτή καθίζηση των οδικών επιχωμάτων δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή των 2.5cm, ενώ για σιδηροδρομικά επιχώματα πρέπει να είναι ακόμη μικρότερη

Το Σχ. 3.5.4 δίνει την καθίζηση στη στέψη συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τα οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα. Επειδή τα στοιχεία είναι λίγα, δίνονται επίσης και τα στοιχεία των φραγμάτων και παράκτιων επιχωμάτων για παρόμοιο ύψος, που είναι περίπου 10m. Παρατηρείται ότι τόσο για τα οδικά, όσο και τα σιδηροδρομικά επιχώματα οι τιμές ανεκτής μετακίνησης συναρτήσει του επιπέδου ζημιάς Β και Γ δεν διαφέρουν σημαντικά από τις προηγούμενες περιπτώσεις των φραγμάτων και παρακτίων επιχωμάτων. Παρατηρείται δε ότι στα οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα που έχουν υποστεί μέτριες ζημιές (επίπεδο ζημιών Β), οι καθιζήσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό στην στέψη είναι μικρότερες από 0.2m.

Βάσει (i) της ανάλυσης της βάσης δεδομένων, ως προς το επίπεδο βλαβών συναρτήσει της μετακίνησης, (ii) το όριο των 0.25cm για το οδόστρωμα που αναφέρθηκε προηγουμένως, και (iii) την παρατήρηση ότι για τη σιδηροτροχιά το αντίστοιχο όριο πρέπει να είναι ακόμη πιο συντηρητικό, προτείνονται οι ανεκτές μετακινήσεις που δίδονται στους παρακάτω πίνακες 3.5.3 και 3.5.4 για τα οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα αντίστοιχα.

Όσον αφορά τον πίνακα 3.5.3, η υιοθέτηση των τιμών για περισσότερο ή λιγότερο συντηρητικό σχεδιασμό εξαρτάται από το γενικό κίνδυνο και πρέπει να ορίζεται από τον μηχανικό (για παράδειγμα “λιγότερο συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” πρέπει να υιοθετηθούν για αγροτικούς ή προσωρινούς δρόμους, ενώ “πολύ συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” πρέπει να υιοθετηθούν για εθνικούς δρόμους με ζωτική σημασία). Πρέπει να αναφερθεί ότι υιοθέτηση του επιπέδου βλαβών Β προϋποθέτει ότι υπάρχει η κατάλληλη υποδομή ώστε (α) να προειδοποιηθούν τα αυτοκίνητα μόλις με τη λήξη του σεισμού να οδηγούν συντηρητικά, (β) να γίνει άμεση αναγνώριση των οδικών επιχωμάτων της περιοχής και (γ) να γίνει κατάλληλη σήμανση στα επιχώματα με βλάβες.

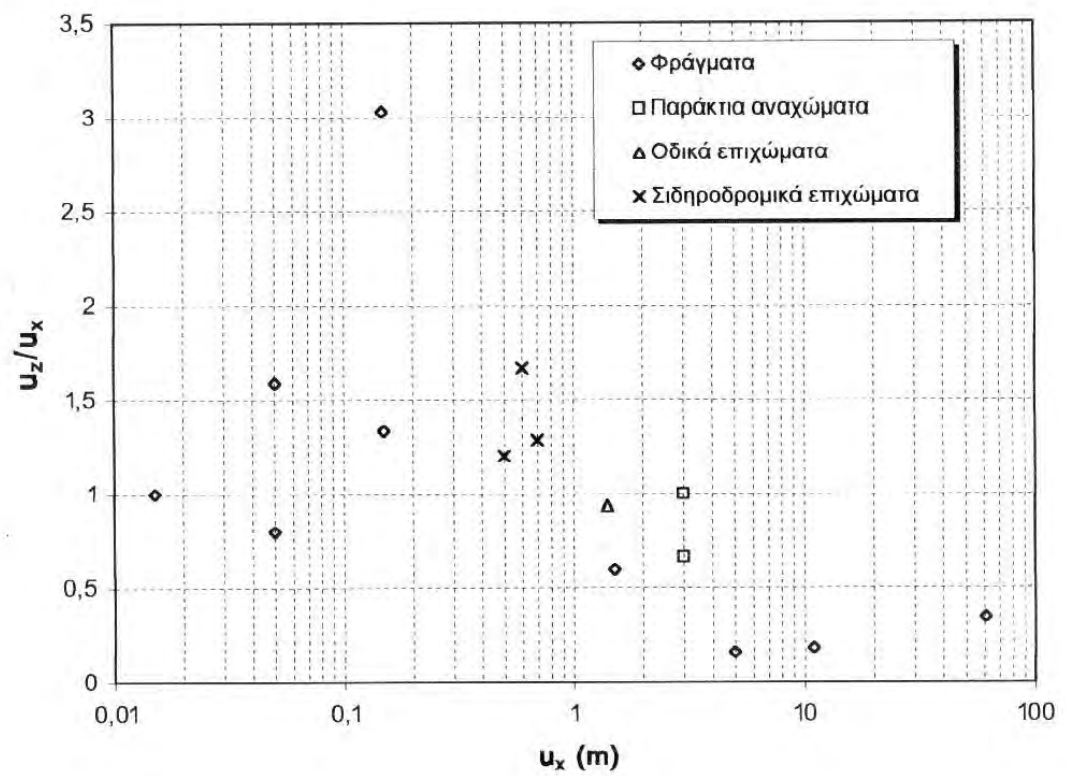
Όσον αφορά τον πίνακα 3.5.4, η υιοθέτηση των τιμών για περισσότερο ή λιγότερο συντηρητικό σχεδιασμό εξαρτάται από τη σπουδαιότητα και πρέπει να ορίζεται από τον μηχανικό (για παράδειγμα “λιγότερο συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” πρέπει να υιοθετηθούν για σιδηροδρομικές γραμμές με μικρή κυκλοφορία και ταχύτητα, ενώ “πολύ συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” πρέπει να υιοθετηθούν για σιδηροδρόμους μεγάλης ταχύτητας ή σιδηροδρόμους με ζωτική σημασία). Πρέπει να αναφερθεί ότι υιοθέτηση του επιπέδου βλαβών Β προϋποθέτει ότι υπάρχει η κατάλληλη υποδομή ώστε να προειδοποιηθεί η αμαξοστοιχία να σταματήσει κατά τη διάρκεια του σεισμού, και να μην ξεκινήσει πριν γίνει αναγνώριση των σιδηροδρομικών επιχωμάτων μετά από σεισμό.

Πίνακας 3.5.3 Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση οδικών επιχωμάτων

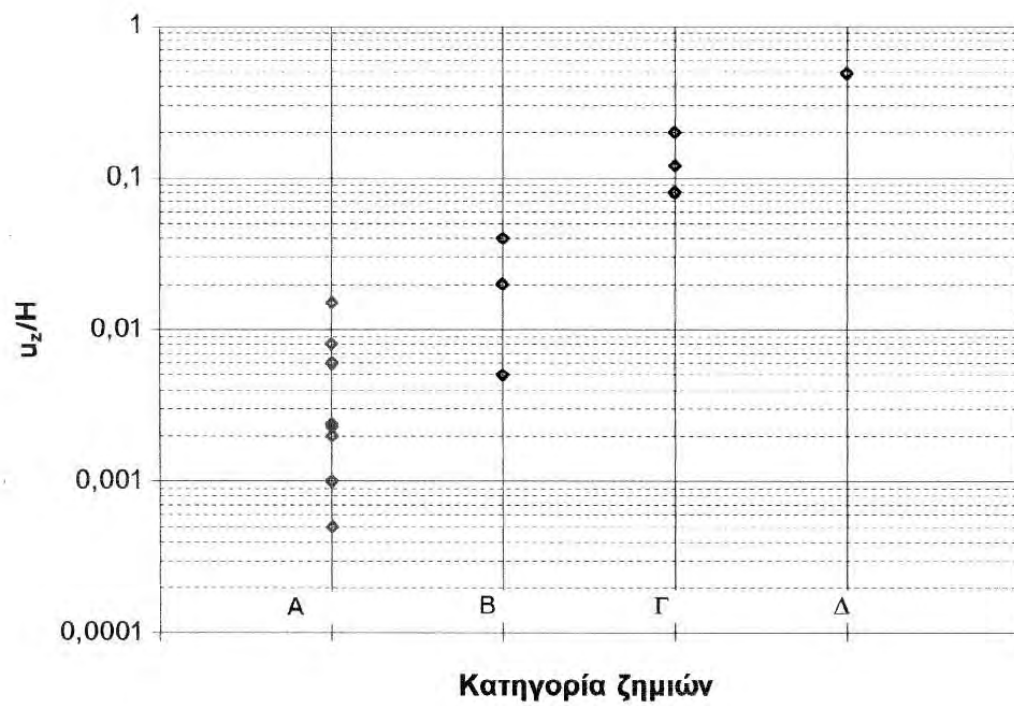
Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος (cm)
B	20
A	2.5

Πίνακας 3.5.4. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση σιδηροδρομικών επιχωμάτων

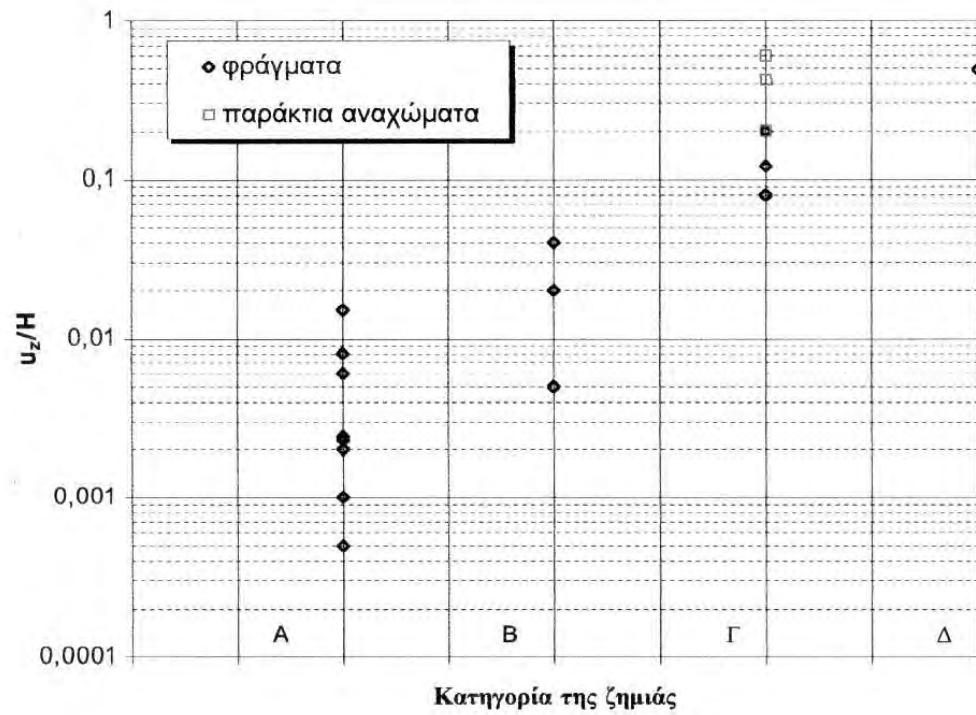
Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος (cm)
B	20
A	1.2



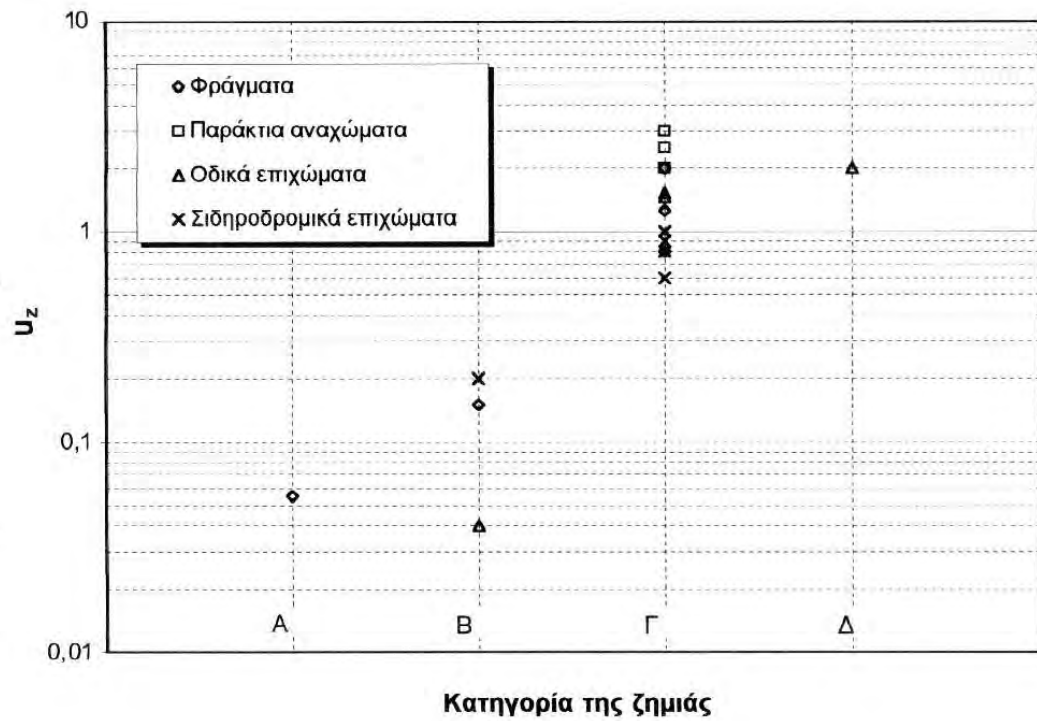
Σχ. 3.5.1. Φράγματα και άλλα αναχώματα: Λόγος της κατακόρυφης προς την οριζόντια μετακίνηση συναρτήσει του τύπου του αναχώματος και της οριζόντιας μετακίνησης



Σχ. 3.5.2. Φράγματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει του λόγου δ/H



Σχ. 3.5.3. Παράκτια αναχώματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσεσι του λόγου δ/H . Δίδονται επίσης για σύγκριση και οι τιμές των φραγμάτων



Σχ. 3.5.4. Οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει της μετακίνησης. Δίδονται επίσης για σύγκριση και οι τιμές των φραγμάτων και παράκτιων αναχωμάτων με ύψος περίπου 10m

3.6. Ανεκτές μετακινήσεις ευμετακίνητων τοίχων αντιστήριξης (και κρηπιδοτοιχών)

3.6.1. Γενικά

Η ενότητα αφορά ευμετακίνητους τοίχους αντιστήριξης που, όπως αναφέρθηκε στην 3.3, έχουν σχεδιασθεί σωστά ώστε να μην θραύονται λόγω των σεισμικών δυνάμεων στον τοίχο. Η βάση δεδομένων τοίχων αντιστήριξης μπορεί να διαχωρισθεί ως: (α) κρηπιδοτοιχοί και (β) άλλοι τύποι τοίχων που (συνήθως) στηρίζουν ακόρεστο έδαφος. Επίσης, όσον αφορά τη σεισμική επικινδυνότητα η βάση δεδομένων έδειξε ότι μπορούν να ορισθούν άλλες δύο υποπεριπτώσεις τοίχων αντιστήριξης: τοίχοι που στο αντιστηριζόμενο έδαφος (i) εδράζονται ή (ii) δεν εδράζονται σε κοντινή απόσταση λιμενικές κατασκευές όπως γερανοί και αποθήκες. Η κατηγορία (β) δεν αφορά τη περίπτωση που υπάρχουν θεμελιώσεις κτιρίων, όπου τα κριτήρια ανεκτής μετακίνησης είναι αυτά που δίδονται στην ενότητα 3.7.

3.6.2. Βιβλιογραφία

Οι "ευμετακίνητοι" τοίχοι είναι οι μοναδικές κατασκευές για τις οποίες απλοί μέθοδοι σχεδιασμού που αναφέρονται σε κανονισμούς και βασίζονται στην "ανεκτή μετακίνηση". Κατά τον ΕΑΚ (ΟΑΣΠ, 1999), αλλά και κατά τον Ευρωκώδικα (European Prestandard, 1994), οι σεισμικές επιταχύνσεις και οι επακόλουθες δυνάμεις επί του τοίχου που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση εξαρτώνται από την ανεκτή τιμή της μετακίνησης. Ειδικότερα αναφέρονται δύο περιπτώσεις μετακίνησης: (α) Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm), όπου ο συντελεστής α ορίζεται ως $\alpha = a_{\max}/g$ όπου a_{\max} είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους στην περιοχή του έργου σύμφωνα με τον ΕΑΚ και g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας και (β) Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm). Πρέπει να αναφερθεί ότι βάσει του ΕΑΚ η τιμή του συντελεστή α κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.36 και 0.12. Συμπεραίνεται ότι "ανεκτή" μετακίνηση είναι μετακίνηση που κυμαίνεται από 10 σε 2.5cm.

Αναφέρθηκε ότι η σεισμική επικινδυνότητα εξαρτάται από το εάν υπάρχουν σε κοντινή απόσταση από τον τοίχο λιμενικές κατασκευές όπως γερανοί και αποθήκες. Συμπεραίνεται ότι είναι σημαντικό να καθορισθεί η απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης που το αντιστηριζόμενο έδαφος υφίσταται σημαντικές καθιζήσεις λόγω της μετακίνησης του τοίχου. Οι Σταματόπουλος και Βελγάκη (2001) εξετάζουν τοίχους βαρύτητας που είναι θεμελιωμένοι επιφανειακά με μοντέλο που περιλαμβάνει δύο σώματα: τον τοίχο και τη κρίσιμη σφήνα στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Βάσει δε της κινηματικής του συστήματος, συμπεραίνουν ότι η καθίζηση του εδάφους που στηρίζεται από τον τοίχο περιορίζεται περίπου σε απόσταση από τον τοίχο ίση με $2 \cdot h$, όπου h είναι το ύψος του τοίχου. Αυτό το όριο των $2 \cdot h$ είναι σύμφωνο με την παραμορφωσιμότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους τοίχων αντιστήριξης που έχει μετρηθεί στο πεδίο (π.χ. Ishihara et al, 1997), ή στη δονητική τράπεζα (π.χ. Nishimura et al, 1995).

Επιπροσθέτως είναι σημαντικό να καθορισθεί η σχέση μεταξύ της μέγιστης τιμής της καθίζησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος και της μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης. Το μοντέλο των Σταματόπουλος και Βελγάκη (2001), που αναφέρθηκε προηγουμένως προβλέπει ότι ο λόγος της καθίζησης του αντιστηριζόμενου εδάφους προς την μετακίνηση του τοίχου, για τυπικούς τοίχους αντιστήριξης, συνήθως δεν ξεπερνά τη μονάδα.

3.6.3. Βάση δεδομένων

Στη βάση δεδομένων υπερέχουν οι περιπτώσεις κρηπιδοτόιχων που μπορούν να αναλυθούν για να καθορισθούν όρια ανεκτής μετακίνησης. Γι' αυτόν τον λόγο οι κρηπιδοτόιχοι θα εξετασθούν πρώτα. Ο πίνακας A2.1 του Παραρτήματος Α δίνει για κάθε περίπτωση κρηπιδοτόιχων που συλλέχθηκε στη βάση δεδομένων (στάδιο 1 της παρούσας έρευνας), την κατηγορία βλαβών, το ύψος του τοίχου, τον τύπο του τοίχου, την καθίζηση του επιχώματος, την οριζόντια μετακίνηση στη κορυφή και βάση του τοίχου, και το εάν υπάρχουν κατασκευές κοντά στον τοίχο. Ο πίνακας A2.2 δίνει περιπτώσεις κρηπιδοτόιχων που βρέθηκαν σε μία πρόσθετη πηγή, δηλαδή βρέθηκαν στο site <http://nisee.berkeley.edu/cgi-bin/eqlis>, και ανήκουν στο Steinbrugge collection. Τέλος, ο πίνακας A2.3 δίνει για κάθε περίπτωση άλλου τοίχου αντιστήριξης που συλλέχθηκε στη βάση δεδομένων, τα αντίστοιχα στοιχεία. Σε όλες τις περιπτώσεις η κατηγορία ζημιάς εκτιμήθηκε εμπειρικά από τις φωτογραφίες ή την περιγραφή των ζημιών που δίδονται στις βιβλιογραφικές αναφορές.

3.6.4. Παραμορφωσιμότητα

Για να καθορισθεί η κρίσιμη παράμετρος της μετακίνησης είναι σημαντικό να μελετηθεί η παραμορφωσιμότητα των τοίχων αντιστήριξης. Για τους κρηπιδοτόιχους, παρατηρείται ότι η κύρια διεύθυνση κίνησης είναι οριζόντια και προς τα κατάντη. Όμως οι κρηπιδοτόιχοι επίσης στρέφονται λόγω σεισμού. Περιπτώσεις όμως ανατροπής λόγω στροφής του τοίχου δεν βρέθηκαν, και άρα η στροφή του κρηπιδοτόιχου δεν θεωρείται κρίσιμη. Το Σχ. 3.6.1 δίδει τον λόγο της οριζόντιας μετακίνησης του στην κορυφή του τοίχου, u_x^k προς την οριζόντια μετακίνηση στην βάση του τοίχου, u_x^b , (u_x^k/u_x^b), συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου, u_x^b . Παρατηρείται ότι εκτός από τους κρηπιδοτόιχους που αποτελούνται από προκατασκευασμένους κυβόλιθους, όπου σχετική μετακίνηση των κυβόλιθων προκαλεί μεγάλη τιμή του λόγου (u_x^k/u_x^b), στις άλλες περιπτώσεις κρηπιδοτόιχων ο λόγος (u_x^k/u_x^b) δεν ξεπερνά την τιμή του 1.5, και μειώνεται με την αύξηση του u_x^b .

Όπως έχουν δείξει δοκιμές στην δονητική τράπεζα (π.χ. Nishimura et al., 1995) οι τοίχοι βαρύτητας που το αντιστηριζόμενο έδαφος δεν είναι κορεσμένο και ο τοίχος θεμελιώνεται επιφανειακά (δεν είναι βυθισμένος στο έδαφος), κινούνται κυρίως οριζόντια μακριά από το αντιστηριζόμενο έδαφος, όπως συμβαίνει και με τους κρηπιδοτόιχους. Οι επί τόπου παρατηρήσεις δείχνουν ότι "ευμετακίνητοι" τοίχοι βαρύτητας και άλλοι τύποι τοίχων αντιστήριξης που δεν είναι θεμελιωμένοι επιφανειακά, αλλά είναι βυθισμένοι στο έδαφος κυρίως στρέφονται λόγω σεισμού: Η βάση του τοίχου δεν μετακινείται, ενώ η κορυφή κινείται προς τα κατάντη.

Το Σχ. 3.6.2 δίδει τον λόγο της μέγιστης καθίζησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος u_z , προς την οριζόντια μετακίνηση στη κορυφή του τοίχου, u_x^k , συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης u_x^k . Τα στοιχεία ελήφθησαν από ιστορικές περιπτώσεις, τόσο κρηπιδοτόιχων, όσο και άλλων τύπων τοίχων αντιστήριξης. Παρατηρείται ότι ο λόγος u_z/u_x^k μειώνεται με την αύξηση του u_x^k . Για τιμές του u_x^k μικρότερες από 0.7m, ο λόγος u_z/u_x^k λαμβάνει τιμές μέχρι περίπου 3. Αυτό είναι σε συμφωνία με τη πρόβλεψη του κινηματικού μηχανισμού αστοχίας τοίχων βαρύτητας που είναι θεμελιωμένοι επιφανειακά των Σταματόπουλος και Βελγάκη (2001), που αναφέρθηκε προηγουμένως.

3.6.5. Προτεινόμενη ανεκτή οριζόντια μετακίνηση κρηπιδοτόιχων

Αναφέρθηκε ότι εκτός από τους κρηπιδοτόιχους που αποτελούνται από προκατασκευασμένους κυβόλιθους, ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή προς τη βάση του τοίχου (u_x^k/u_x^b) δεν ξεπερνά την τιμή του 1.5, και

μειώνεται με την αύξηση του u_x . Επίσης αναφέρθηκε ότι ο λόγος της μέγιστης καθίζησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος προς τη μετακίνηση στην κορυφή του τοίχου (u_z/u_x^k) μειώνεται με την αύξηση του u_x^k , ενώ για τιμές του u_x^k μικρότερες από 0.7m, λαμβάνει τιμές μέχρι περίπου 3. Συμπεραίνεται ότι, προσεγγιστικά, η μέγιστη μετακίνηση του τοίχου, u_x^k , περιγράφει με ικανοποιητική ακρίβεια την παραμορφωσιμότητα του συστήματος, και θα χρησιμοποιηθεί παρακάτω ως η κρίσιμη παράμετρος που ορίζει την κρίσιμη μετακίνηση.

Το Σχ. 3.6.3 δίδει την μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των κρηπιδοτόιχων συναρτήσει του επιπέδου βλαβών του πίνακα 3.4.1 και του εάν υπάρχουν θεμελιωμένες κατασκευές ανάντη του τοίχου. Σχεδόν όλα τα στοιχεία αφορούν κρηπιδοτόιχους χωρίς κατασκευές. Παρατηρείται ότι για κρηπιδοτόιχους χωρίς κατασκευές

- όταν η μετακίνηση είναι μικρότερη από 0.2m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Α
- όταν η μετακίνηση είναι 0.2 έως 0.8m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Β,
- όταν η μετακίνηση είναι 0.8 έως 5m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Γ.

Στη περίπτωση κρηπιδοτόιχων με θεμελιώσεις κατασκευών τα στοιχεία δεν είναι πολλά. Αφορούν μόνον το επίπεδο βλαβών Γ. Γι' αυτό το επίπεδο βλαβών, προτείνεται να μειωθεί η ανεκτή μετακίνηση από 5 σε 2m.

Βάσει της παραπάνω θεώρησης και ανάλυσης, προτείνεται ο πίνακας 3.6.1 για ενδεικτικές τιμές της μέγιστης ανεκτής μετακίνησης κρηπιδοτόιχων. Η υιοθέτηση των τιμών για περισσότερο ή λιγότερο συντηρητικό σχεδιασμό εξαρτάται από τη σπουδαιότητα του έργου και πρέπει να ορίζεται από τον μηχανικό (για παράδειγμα “λιγότερο συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” Β συνιστάται να υιοθετηθούν για κρηπιδοτόιχους σε λιμένες με μικρή κίνηση, ενώ “πολύ συντηρητικές τιμές σχεδιασμού” Α συνιστάται να υιοθετηθούν σε λιμένες με μεγάλη κίνηση).

Πίνακας 3.6.1. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση κρηπιδοτόιχων

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Κρηπιδοτόιχος αποβάθρας με γερανούς και άλλες κατασκευές (cm)	Κρηπιδοτόιχος χωρίς κατασκευές (cm)
B	20	50
A	5	10

3.6.6. Προτεινόμενη ανεκτή οριζόντια μετακίνηση “ευμετακίνητων” τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδοτόιχων που (συνήθως) στηρίζουν ακόρεστο έδαφος

Αναφέρθηκε ότι οι τοίχοι βαρύτητας όπου το αντιστηριζόμενο έδαφος δεν είναι κορεσμένο και ο τοίχος θεμελιώνεται επιφανειακά, παρόμοια με τους κρηπιδοτόιχους, κινούνται κυρίως οριζόντια μακριά από το αντιστηριζόμενο έδαφος. “Ευμετακίνητοι” τοίχοι βαρύτητας και άλλοι τύποι τοίχων αντιστήριξης που δεν είναι θεμελιωμένοι επιφανειακά, αλλά είναι βυθισμένοι στο έδαφος, κυρίως στρέφονται λόγω σεισμού. Επίσης αναφέρθηκε ότι ο λόγος της μέγιστης καθίζησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος προς τη μετακίνηση στη κορυφή του τοίχου (u_z/u_x^k) μειώνεται με την αύξηση του u_x^k , ενώ για τιμές του u_x^k μικρότερες από 0.7m, λαμβάνει τιμές μέχρι περίπου 3. Συμπεραίνεται ότι, προσεγγιστικά, η μετακίνηση του τοίχου u_x^k περιγράφει με ικανοποιητική ακρίβεια την παραμορφωσιμότητα του συστήματος, και θα χρησιμοποιηθεί παρακάτω ως η κρίσιμη παράμετρος. Ειδικότερα, ως κρίσιμη παράμετρος λαμβάνεται η μέγιστη τιμή της οριζόντιας μετακίνησης.

Πρέπει να αναφερθεί ότι σε τοίχους θεμελιωμένους σε βάθος, η στροφή του τοίχου είναι επίσης σημαντική παράμετρος που καθορίζει τον κίνδυνο ανατροπής του τοίχου. Όμως επειδή στους τοίχους αντιστήριξης το ύψος κυμαίνεται συνήθως μεταξύ των ορίων των 5 και 15m, υπάρχει σχέση μεταξύ της μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης του τοίχου και της στροφής του, και μπορεί να ελεγχθεί εάν η μέγιστη τιμή της οριζόντιας μετακίνησης προκαλεί ανεκτή στροφή.

Το Σχ. 3.6.4 δίδει την μέγιστη μετακίνηση συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τους τοίχους αντιστήριξης πλην των κρηπιδότοιχων χωρίς κατασκευές. Ανεξάρτητα του τύπου του τοίχου παρατηρείται ότι :

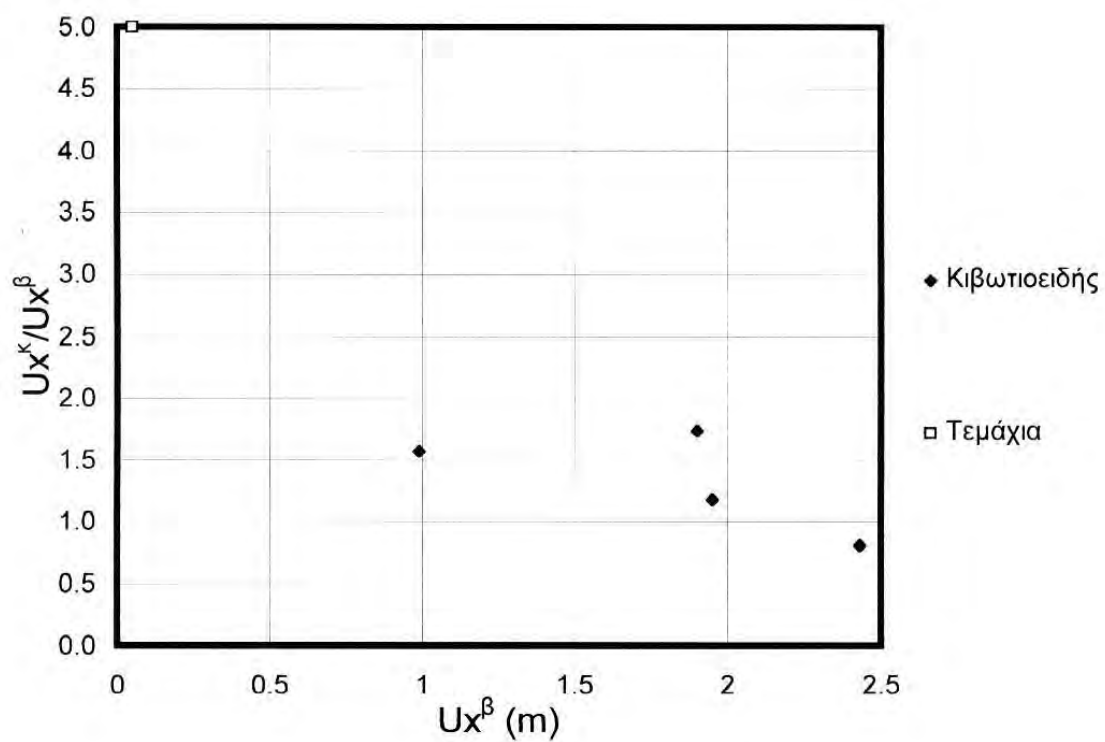
- για τοίχους που έχουν υποστεί μετακίνηση μικρότερη από 0.2m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Α
- για τοίχους που έχουν υποστεί η μετακίνηση από 0.2 ως 0.5m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Β,
- για τοίχους που έχουν υποστεί η μετακίνηση από 0.5 ως 1m, το επίπεδο ζημιών είναι της κατηγορίας Γ.

Το Σχ. 3.6.5 δίδει την μέγιστη μετακίνηση συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τους τοίχους αντιστήριξης πλην των κρηπιδότοιχων τόσο χωρίς όσο και με κατασκευές. Στη περίπτωση τοίχων αντιστήριξης πλην των κρηπιδότοιχων με κατασκευές, τα στοιχεία δεν είναι πολλά. Αφορούν μόνον το επίπεδο βλαβών Γ. Γι' αυτό το επίπεδο βλαβών, στη περίπτωση τοίχων αντιστήριξης με κατασκευές, η ανεκτή μετακίνηση μειώθηκε από 2 σε 1m.

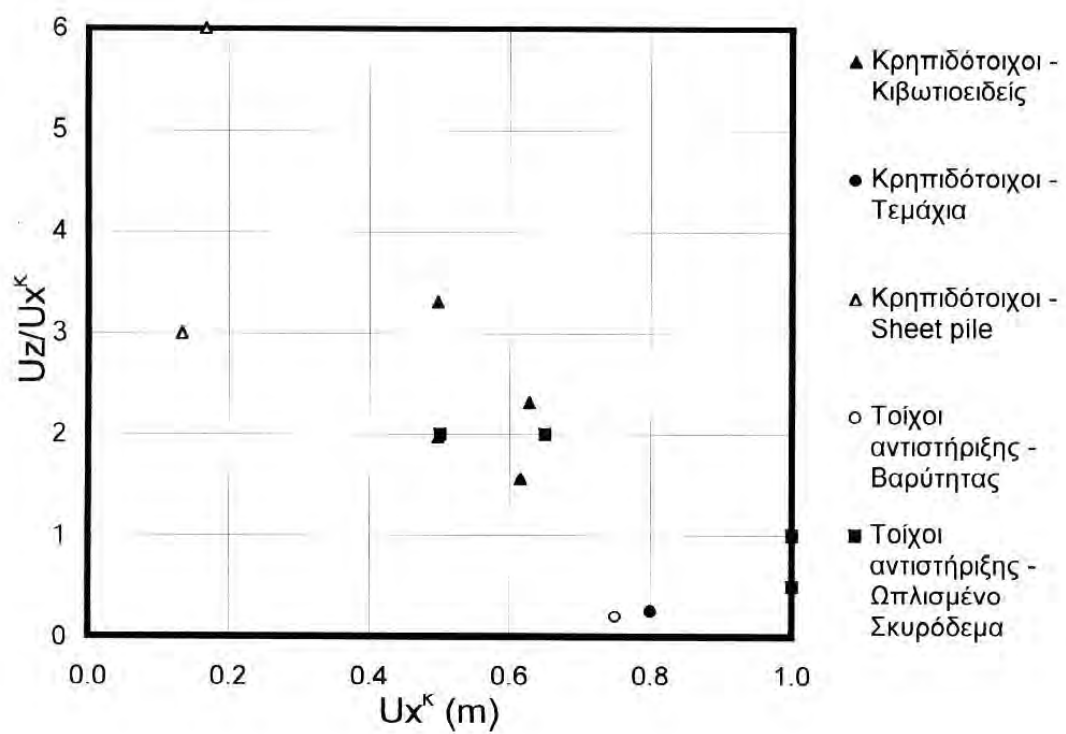
Βάσει της παραπάνω θεώρησης και ανάλυσης, ο πίνακας 3.6.2 δίνει ενδεικτικές τιμές της μέγιστης ανεκτής μετακίνησης τοίχων αντιστήριξης, πλην κρηπιδότοιχων, συναρτήσει του επιπέδου βλαβών. Οι προτεινόμενες σεισμικές ανεκτές μετακινήσεις, συγκρινόμενες με αυτές του ΕΑΚ, που αναφέρθηκαν προηγουμένως, είναι μεγαλύτερες. Επίσης η παραπάνω τιμές δίδουν για τοίχους με ύψος μεγαλύτερες των 5m στροφή μικρότερη από 10%, που είναι ανεκτή.

Πίνακας 3.6.2. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση “ευμετακίνητων” τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδότοιχων που στηρίζουν ακόρεστο έδαφος

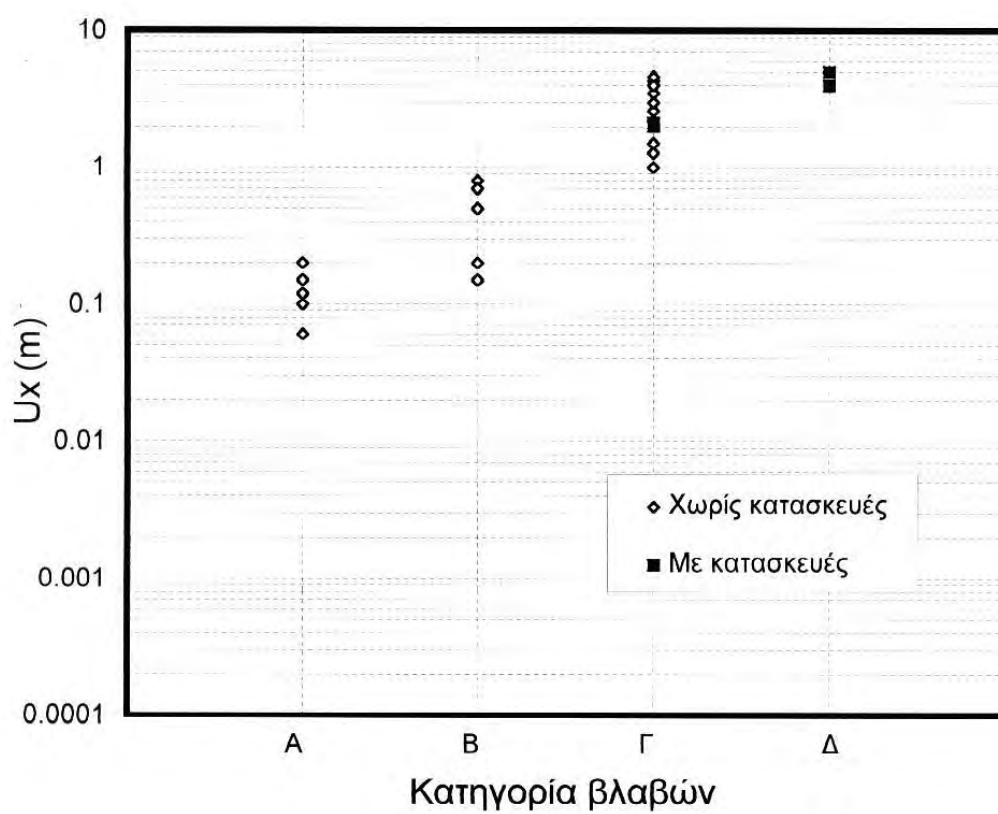
	Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Τοίχος ύψους h που αντιστήριζει οδόστρωμα ή σιδηροτροχιά σε απόσταση μικρότερη από 2*h. Μετακίνηση του τοίχου (cm)	Τοίχος ύψους h που αντιστήριζει οδόστρωμα ή σιδηροτροχιά σε απόσταση μεγαλύτερη από 2*h. Μετακίνηση του τοίχου (cm)
1	B	20	50
2	A	5	10



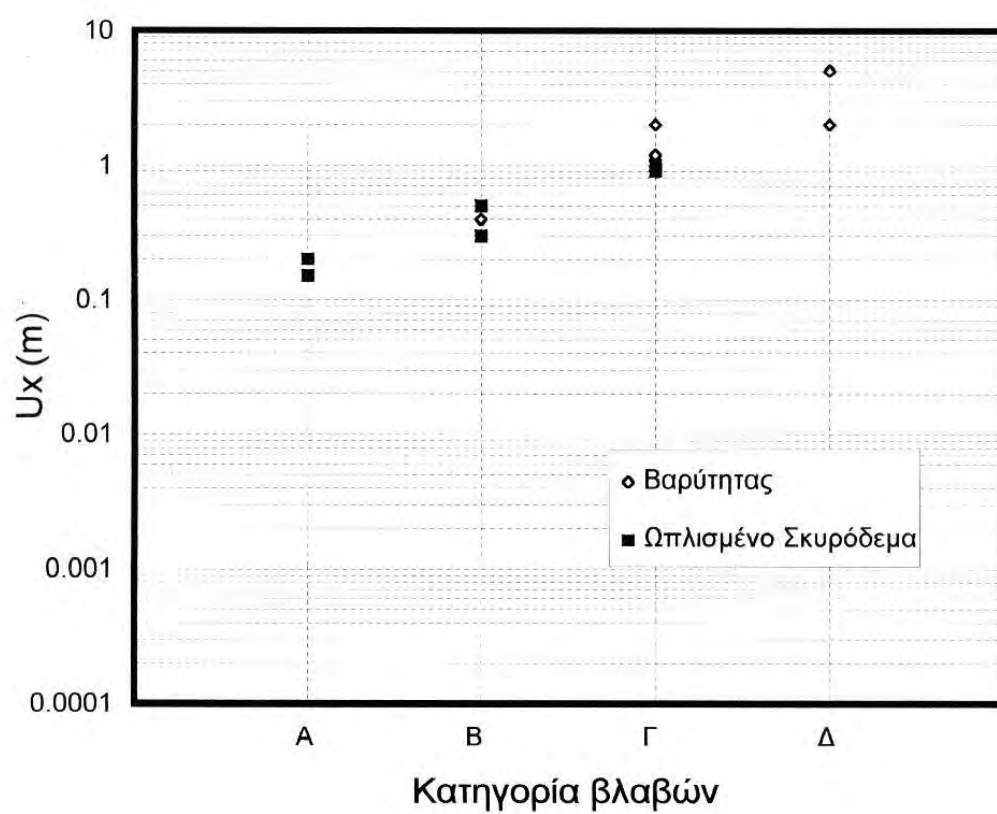
Σχ. 3.6.1. Κρηπιδότοιχοι και άλλοι τοίχοι αντιστήριξης: Λόγος οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή προς τη μετακίνηση στη βάση του τοίχου, συναρτήσει της μετακίνησης στη βάση και του τύπου του τοίχου



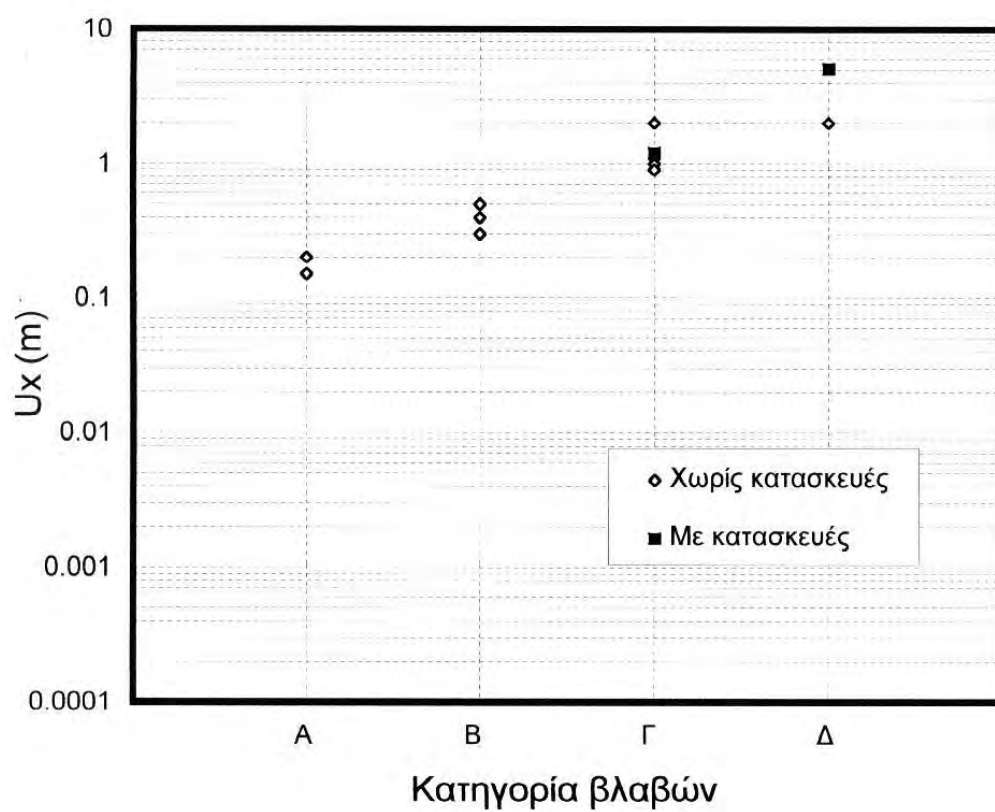
Σχ. 3.6.2. Κρηπιδότοιχοι και άλλοι τοίχοι αντιστήριξης: Λόγος κατακόρυφης μετακίνησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος προς τη οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του τοίχου, συναρτήσει της μετακίνησης στην κορυφή και του τύπου του τοίχου



Σχ. 3.6.3. Κρηπιδότοιχοι με και χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης



Σχ. 3.6.4. Τοίχοι αντιστήριξης (πλην κρηπιδοτοίχων) χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει του τύπου του τοίχου και της οριζόντιας μετακίνησης



Σχ. 3.6.5. Τοίχοι αντιστήριξης (πλην κρηπιδοτοίχων) με και χωρίς κατασκευές κοντά στον τοίχο: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης

3.7 Ανεκτές μετακινήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων

3.7.1. Γενικά

Σκοπός είναι, ο προσδιορισμός της ανεκτής μετακίνησης συναρτήσει του τύπου της θεμελίωσης, υπό τη προϋπόθεση της δομοστατικής επάρκειας. Σκοπός δεν είναι να συσχετισθεί η σεισμική καθίζηση κτιρίων με τις ζημιές του κτιρίου κατά τον σεισμό. Τέτοια συσχέτιση δεν είναι δυνατή, επειδή, όπως αναφέρθηκε στην 3.3, οι σεισμικές ζημιές κτιρίων οφείλονται επιπροσθέτως στην αντισεισμική δομοστατική επάρκεια του κτιρίου.

Η βάση δεδομένων έδειξε ότι ο καθορισμός της ανεκτής μετακίνησης επιφανειακών θεμελιώσεων κτιρίων για δεδομένο επίπεδο βλαβών υπαγορεύεται από τον τρόπο θεμελίωσης. Ειδικά, η βάση δεδομένων έδειξε ότι η ανεκτή μετακίνηση επιφανειακών θεμελιώσεων κτιρίων διαφέρει ριζικά στις περιπτώσεις (α) κτιρίων με ενιαία θεμελίωση, και (β) κτιρίων με μεμονωμένα πέδιλα. Με τον όρο "ενιαία θεμελίωση" εννοούμε θεμελίωση με "γενική κοιτόστρωση" ή "σχάρα πεδילוδοκών": Οι ενιαίες θεμελιώσεις σε σεισμό κυρίως στρέφονται (π.χ. Yoshida et al, 2001). Η στροφή των κτιρίων μπορεί να είναι πολύ μεγάλη (π.χ. >10°), χωρίς να διαταράσσεται η δομοστατική ευστάθεια των κτιρίων. Αντίθετα, σε κτίρια θεμελιωμένα με μεμονωμένα πέδιλα, έστω και σχετικά μικρή καθίζηση μπορεί να προκαλέσει δομοστατική αστοχία (π.χ. Stamatopoulos A. et al, 2001). Γι' αυτό το λόγο θα μελετηθούν ξεχωριστά (α) κτίρια με ενιαία θεμελίωση, και (β) κτίρια χωρίς ενιαία θεμελίωση.

Επίσης στην βάση δεδομένων υπάρχουν και περιπτώσεις της συμπεριφοράς δεξαμενών σε σεισμό. Η ανεκτή σεισμική μετακίνηση δεξαμενών θα εξετασθεί ξεχωριστά.

3.7.2 . Βιβλιογραφία

Η κανονισμοί αναφέρουν ότι σε στατική φόρτιση είναι απαραίτητο να αποφεύγονται οι μεγάλες διαφορικές σεισμικές μετακινήσεις είτε μεταξύ μεμονωμένων πεδίων, είτε, στην περίπτωση ενιαίας θεμελίωσης, μεταξύ των πλευρών της πλάκας έδρασης. Επειδή συνήθως υπολογίζεται η συνολική καθίζηση, η διαφορική καθίζηση εκτιμάται κατά προσέγγιση ως το ήμισυ της συνολικής (Lambe and Whitman, 1969). Συμπεραίνουμε ότι το κρίσιμο μέγεθος είναι η καθίζηση της θεμελίωσης.

Οι κανονισμοί για στατική φόρτιση αναφέρουν ότι η καθίζηση θεμελιώσεων δεν πρέπει να ξεπερνά τα 5cm. Εξ'άλλου, οι Πιπιλάκης κλπ (2001) συγκεντρώνουν κανονισμούς που δίνουν ανεκτές μετακινήσεις θεμελιώσεων. Από αυτούς τους κανονισμούς, οι τιμές του Ευρωκώδικα 1 θεωρούνται από τους παρόντες ερευνητές οι πλέον ολοκληρωμένοι, επειδή λαμβάνουν υπόψη χαρακτηριστικά της θεμελίωσης και του κτιρίου. Δίδονται στον πίνακα 3.7.1.

Πίνακας 3.7.1. Ανεκτές μετακινήσεις βάσει του Ευρωκώδικα 1

Τύπος θεμελίωσης	Ανεκτή μετακίνηση (cm)	Μετακίνηση σχεδιασμού
Κοιτόστρωση	5	Συνολική καθίζηση
Μεμονωμένη θεμελίωση	2.5	Συνολική καθίζηση

Σε σεισμό, οι Acacio et al (2001) μελετώντας τη καθίζηση και στροφή ενιαίων θεμελιώσεων λόγω ρευστοποίησης του υπεδάφους στην πόλη Dagupan στον σεισμό του 1990 στις Φιλιππίνες, κατέληξαν ότι στροφή της τάξης των 3° είναι οριακή για τη λειτουργικότητα των κτιρίων μετά τον σεισμό. Επειδή τα κτίρια έχουν πλάτος

συνήθως μεγαλύτερο των 6m, στροφή της τάξης των 3° αντιστοιχεί σε καθίζηση της τάξης των 0.3m.

3.7.3. Ανάλυση βάσης δεδομένων

Βρέθηκαν δύο περιπτώσεις στη βιβλιογραφία που αναλύουν λεπτομερώς τις ζημιές κτιρίων συναρτήσει της σεισμικής μετακίνησης σε δύο πρόσφατους σεισμούς σε πόλεις όπου υπήρξε ρευστοποίηση του υπεδάφους. Η πρώτη δημοσίευση αναφέρεται στη περίπτωση της αστοχίας κτιρίων στη πόλη Dagupan των Φιλιππίνων κατά τον σεισμό του Louzon το 1990 (Acacio et al, 2001), ενώ η δεύτερη στη περίπτωση της αστοχίας κτιρίων στη πόλη Adapadjari της Τουρκίας κατά τον σεισμό του 1999 (Yoshida et al, 2001). Λόγω της ολοκληρωμένης μελέτης αυτών των περιπτώσεων, αυτές οι περιπτώσεις παρουσιάζονται πρώτα. Ο πίνακας A3.1 του Παραρτήματος Α εξετάζει την περίπτωση του Dagupan. Αφορά κτίρια με ενιαία θεμελίωση. Για όλα τα κτίρια, δίδεται η κατηγορία ζημιάς όπως αναφέρεται από τους Acacio et al (2001), το πλάτος του κτιρίου, και η καθίζηση και στροφή των κτιρίων κατά τον σεισμό. Ο πίνακας A3.2 εξετάζει την περίπτωση του Adapadjari. Αφορά κτίρια με ενιαία θεμελίωση. Για όλα τα κτίρια, δίδεται η κατηγορία ζημιάς όπως αναφέρεται από τους Yoshida et al (2001), το πλάτος του κτιρίου, και η καθίζηση και στροφή των κτιρίων κατά τον σεισμό. Ο πίνακας A3.3 δίδει για τις άλλες περιπτώσεων θεμελιώσεων που συλλέχθηκαν στη βάση δεδομένων τη μετακίνηση, το επίπεδο ζημιές βάσει του πίνακα 3.4.1 και τον τύπο θεμελίωσης. Όπως αναφέρθηκε, τρεις τύποι θεμελιώσεων βρέθηκαν στη βιβλιογραφία: κτίρια με μεμονομένα πέδιλα, (β) κτίρια με ενιαία θεμελίωση και (γ) δεξαμενές. Η κατηγορία ζημιάς εκτιμήθηκε εμπειρικά από τις φωτογραφίες ή την περιγραφή των ζημιών που δίδονται στις βιβλιογραφικές αναφορές.

3.7.4. Παραμορφωσιμότητα ενιαίων θεμελιώσεων

Για να καθορισθεί η κρίσιμη παράμετρος της μετακίνησης είναι σημαντικό να μελετηθεί η παραμορφωσιμότητα των θεμελιώσεων. Το Σχ. 3.7.1 δίδει τη στροφή ενιαίων θεμελιώσεων συναρτήσει της καθίζησης. Παρατηρείται ότι υπάρχει συσχέτιση. Ο συντελεστής συσχέτισης R^2 είναι της τάξης του 0.19, δηλαδή σχετικά μικρός. Εάν η καθίζηση της θεμελίωσης ωφείλετο αποκλειστικά στην στροφή του θεμελίου στην μία άκρη του, η καθίζηση θα ήταν ίση με $\{uz = B \tan\theta\}$, όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου και θ η στροφή του. Το Σχ. 3.7.2 συγκρίνει το συντελεστή (B tan θ) με την καθίζηση (uz) τόσο για την περίπτωση της πόλης Dagupan των Φιλιππίνων, όσο και για την περίπτωση της πόλης Adapadjari της Τουρκίας. Και στις δύο περιπτώσεις οι συντελεστές γραμμικής συσχέτισης δεν διαφέρουν σημαντικά από την σχέση $\{uz = B \tan\theta\}$. Ο συντελεστής συσχέτισης R^2 είναι της τάξης του 0.22, δηλαδή σχετικά μικρός. Συμπεραίνεται ότι η καθίζηση των ενιαίων θεμελιώσεων εν μέρει ερμηνεύεται από την στροφή των θεμελίων γύρω από το ένα άκρο τους.

3.7.5. Προτεινόμενη ανεκτή μετακίνηση για τις ενιαίες θεμελιώσεις

Όπως έδειξε η παραπάνω παράγραφος, η καθίζηση ενιαίας θεμελίωσης δεν σχετίζεται αναγκαστικά με τη στροφή της θεμελίωσης: Ο συντελεστής $\{B \tan\theta\}$, όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου και θ η στροφή του, μπορεί να είναι είτε σημαντικά μικρότερος, είτε σημαντικά μεγαλύτερος της καθίζησης. Το πρώτο μπορεί να οφείλεται σε δυναμική συνίζηση, και το δεύτερο σε ανύψωση της θεμελίωσης λόγω του σεισμού. Γι' αυτόν τον λόγο τόσο η μέγιστη καθίζηση, όσο και η στροφή του θεμελίου, θα ληφθούν ως κρίσιμοι παράμετροι.

Τα Σχ. 3.7.3 και 3.7.4 δίδουν τη μέγιστη καθίζηση και στροφή συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τις ενιαίες θεμελιώσεις κτιρίων των πινάκων Γ1, Γ2 και Γ3. Παρατηρείται ότι

- κτίρια που το επίπεδο ζημιών τους είναι της κατηγορίας Α, έχουν υποστεί καθίζηση ακόμη και 0.7m, και στροφή ακόμη και 6°, ενώ σε πολλά κτίρια παρατηρούνται καθιζήσεις μεγαλύτερες από 0.1m
- κτίρια που το επίπεδο ζημιών τους είναι της κατηγορίας Β, έχουν υποστεί καθίζηση ακόμη και 1m, και στροφή ακόμη και 6°, ενώ σε πολλά κτίρια παρατηρούνται καθιζήσεις μεγαλύτερες από 0.1m
- ορισμένα κτίρια που το επίπεδο ζημιών τους είναι της κατηγορίας Γ και Δ, έχουν υποστεί είτε μεγάλη καθίζηση και στροφή μέχρι 1.5m και 11° αντίστοιχα, είτε μικρή καθίζηση και στροφή, ακόμη και 0.01m και 0°. Προφανώς, στα κτίρια με την ελάχιστη καθίζηση και στροφή προκλήθηκε δομοστατική αστοχία.

Όταν αφορά αυτά τα σχήματα, πρέπει να αναφερθεί ότι η κατηγορία ζημιάς των Acacio et al (2001) στον πίνακα Α3.1 για το Dagupan και των Yoshida et al (2001) στον πίνακα Α3.2 για το Adapadjarı αφορά μόνον την δομοστατική κατάσταση των κτιρίων, και όχι τη λειτουργικότητά του (που επηρεάζεται από τη πιθανή μεγάλη καθίζηση ή στροφή) ή την αστοχία του λόγω δομοστατικής ανεπάρκειας (που δεν σχετίζεται με την καθίζηση και στροφή του κτιρίου). Βάσει των Acacio et al (2001) στην κατηγορία Α και Β τιμές στροφής της τάξης των 3° ή αντίστοιχης καθίζησης της τάξης των 0.3m είναι απαγορευτικές, επειδή η λειτουργικότητα του κτιρίου χάνεται. Επιπροσθέτως ιδιαιτέρως μικρές τιμές καθίζησης για επίπεδο βλαβών Γ πρέπει να απορριφθούν, επειδή πρέπει να οφείλονται σε δομοστατική αστοχία που δεν σχετίζεται με καθίζηση. Τέλος, η προτεινόμενη τιμή της καθίζησης για επίπεδο βλαβών Α δεν πρέπει να διαφέρει σημαντικά από την επιτρεπόμενη στους κανονισμούς για στατική φόρτιση (πίνακας 3.7.1).

Σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτει ο πίνακας 3.7.2 που δίνει προτεινόμενες ανεκτές καθιζήσεις και στροφές ενιαίων θεμελιώσεων. Οι παραπάνω τιμές επιπέδου βλαβών Β εάν συγκριθούν με τις ανεκτές καθιζήσεις κτιρίων υπό στατική φόρτιση του Πίνακα 3.7.1, παρατηρείται ότι είναι μεγαλύτερες. Αυτό βρίσκεται σε συμφωνία με την παραπάνω ανάλυση.

3.7.6. Προτεινόμενη ανεκτή μετακίνηση για θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα

Το Σχ. 3.7.5 δίδει την μέγιστη καθίζηση συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τις θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα. Επειδή τα στοιχεία είναι λίγα, δίδονται επίσης και τα στοιχεία για κτίρια με ενιαίες θεμελιώσεις. Παρατηρείται ότι κτίρια με εκτιμώμενη μετακίνηση 0.4m, έχουν καταρεύσει

(το επίπεδο ζημιών τους είναι της κατηγορίας Δ). Πιθανολογείται ότι η διαφορική καθίζηση μπορεί να ήταν η κύρια αιτία αυτής της κατάρρευσης (Stamatoropoulos et al, 2001).

Η παραπάνω παρατήρηση δείχνει ότι σε αντίθεση με τα αναχώματα, φράγματα, τοίχους αντιστήριξης και ενιαίες θεμελιώσεις, όπου κάποια μικρή μετακίνηση δεν προκαλεί μεγάλες ζημιές, πρέπει να είμαστε προσεκτικοί ως προς το ενδεχόμενο των σεισμικών μετακινήσεων σε θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα. Σε κτίρια εδραζόμενα σε μεμονωμένα πέδιλα, έστω και μικρή καθίζησή τους λόγω σεισμού, προστιθέμενη στις ήδη αναπτυχθείσες καθιζήσεις από τη στατική φόρτιση, μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση κτιρίων με πολλούς θανάτους. Στη περίπτωση αυτών των θεμελιώσεων, λόγω σεισμού ανεκτή καθίζηση πρέπει να θεωρείται η συνολική ανεκτή μείον τη καθίζηση που έχει ήδη υποστεί το κτίριο. Εάν ένα κτίριο έχει ήδη υποστεί καθιζήσεις, και ο φορέας του βρίσκεται σε οριακή εντατική κατάσταση έτσι ώστε μια πρόσθετη διαφορική μετακίνηση της θεμελίωσης λόγω σεισμού να προκαλέσει

κατάρρευση, η ανεκτή καθίζηση λόγω σεισμού θα πρέπει να είναι μηδενική. Εδώ μπορεί να αναφερθεί ότι (α) η καθίζηση που έχει ήδη υποστεί το κτίριο είναι τουλάχιστον δύσκολο και συχνά αδύνατο να μετρηθεί και (β) κτίρια με υπόγειο έχουν συνήθως δεχθεί μικρότερες καθιζήσεις πριν το σεισμό, λόγω της αποφόρτισης του εδάφους από την εκσκαφή και ως εκ τούτου παρουσιάζουν κάποιο πλεονέκτημα έναντι κτιρίων χωρίς υπόγειο.

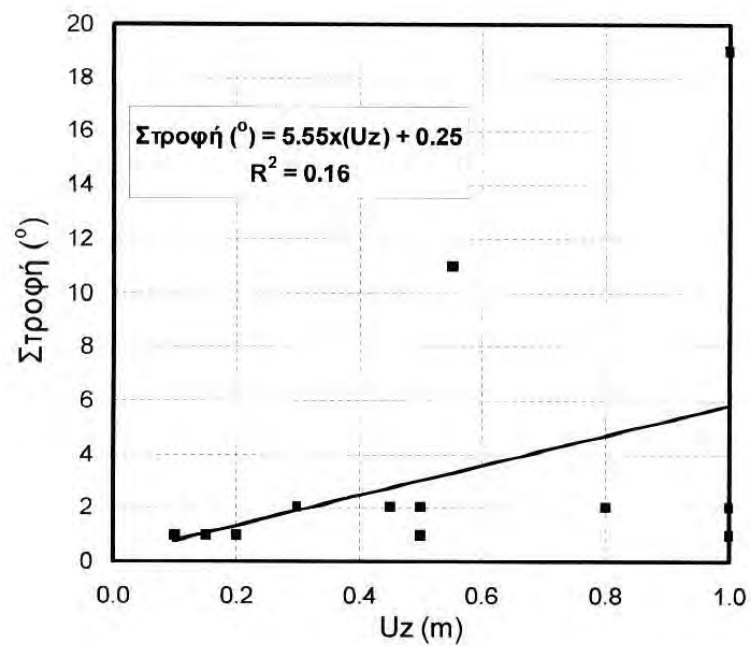
Σύμφωνα με τα παραπάνω, και λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές του πίνακα 3.7.1 για στατική φόρτιση, ο πίνακας 3.7.2 δίνει προτεινόμενες ανεκτές καθιζήσεις θεμελιώσεων με μεμονωμένα πέδιλα. Πρέπει να αναφερθεί ότι τιμή ανεκτής καθίζησης μικρότερης από 1cm σε συνηθισμένο έδαφος δείχνει μη δυνατότητα κατασκευής με αυτόν τον τρόπο θεμελίωσης (επειδή λόγω σεισμού η σεισμική συνίζηση αναμένεται να ξεπεράσει αυτό το όριο). Οι παραπάνω τιμές επιπέδου βλαβών B εάν συγκριθούν με τις ανεκτές καθιζήσεις κτιρίων υπό στατική φόρτιση του Πίνακα 3.7.1, παρατηρείται ότι είναι μικρότερες. Αυτό βρίσκεται σε συμφωνία με την παραπάνω ανάλυση και συζήτηση.

3.7.6. Προτεινόμενη ανεκτή μετακίνηση για δεξαμενές

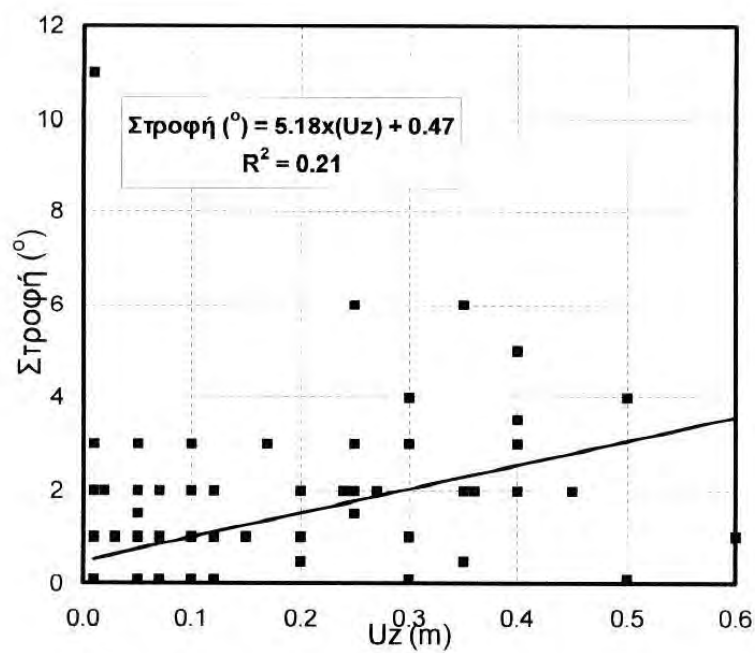
Το Σχ. 3.7.6 δίδει την μέγιστη καθίζηση συναρτήσει του επιπέδου βλαβών, για τις δεξαμενές. Επειδή τα στοιχεία είναι λίγα, δίδονται επίσης και τα στοιχεία για κτίρια με ενιαίες θεμελιώσεις. Παρατηρείται ότι δεξαμενές που το επίπεδο ζημιών τους είναι της κατηγορίας B, έχουν υποστεί καθίζηση ακόμη και 0.6m. Επιπροσθέτως, θεωρώντας ότι στροφή της τάξης των 3° θεωρείται, παρόμοια με τις ενιαίες θεμελιώσεις, απαγορευτική για τη λειτουργικότητα, και λαμβάνοντας υπόψη ότι οι δεξαμενές έχουν συνήθως διάμετρο μεγαλύτερη των 6m, προκύπτει απαγορευτική καθίζηση της τάξης των 0.3m λόγω λειτουργικότητας. Βάσει των παραπάνω, ο πίνακας 3.7.2 δίδει προτεινόμενες ανεκτές καθιζήσεις δεξαμενών.

Πίνακας 3.7.2. Προτεινόμενες ανεκτές σεισμικές καθιζήσεις και στροφής (στις περιπτώσεις που πρέπει να ελεγχθεί) θεμελιώσεων και δεξαμενών.

Τύπος θεμελίωσης	Επίπεδο βλαβών B (βλέπε πίνακα 3.4.1)	Επίπεδο βλαβών A (βλέπε πίνακα 3.4.1)
κτίριο με ενιαία θεμελίωση	25 cm, 3°	5 cm, 1°
Κτίριο με μεμονωμένα πέδιλα		
- με υπόγειο	2.5 cm,	1 cm
- χωρίς υπόγειο	0.5 cm	0
θεμέλιο δεξαμενών	30 cm, 3°	7 cm, 2°

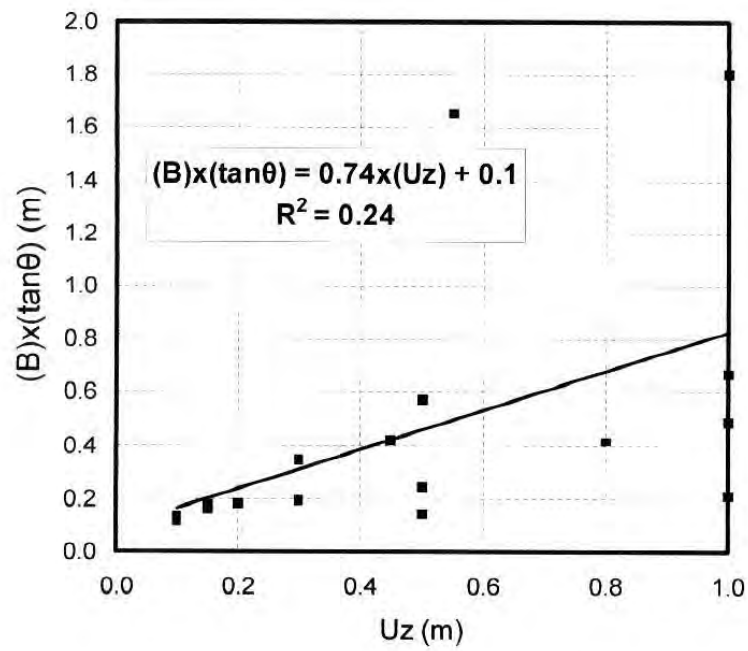


(α)

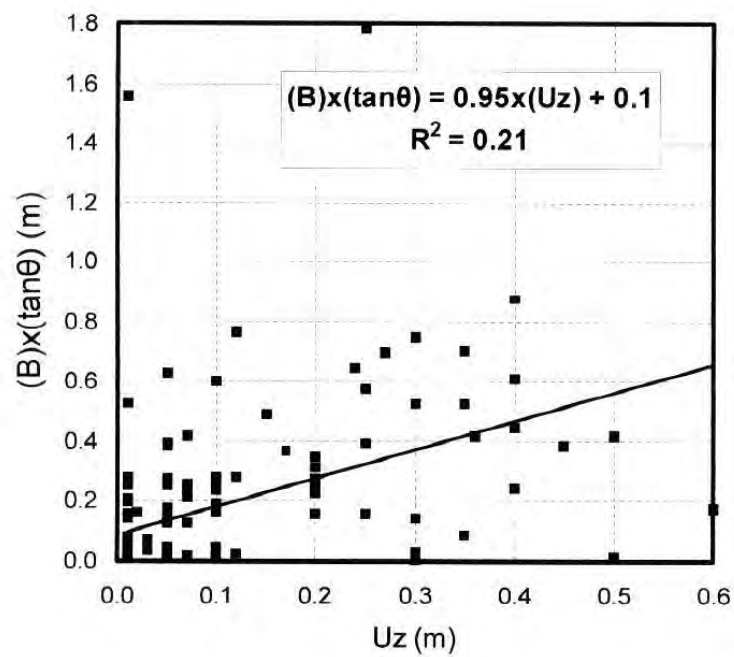


(β)

Σχ. 3.7.1. Ενιαίες θεμελιώσεις: Στροφή κτιρίων συναρτήσει της καθίζησης: (α) πόλη Dagupan, (β) πόλη Adapazari

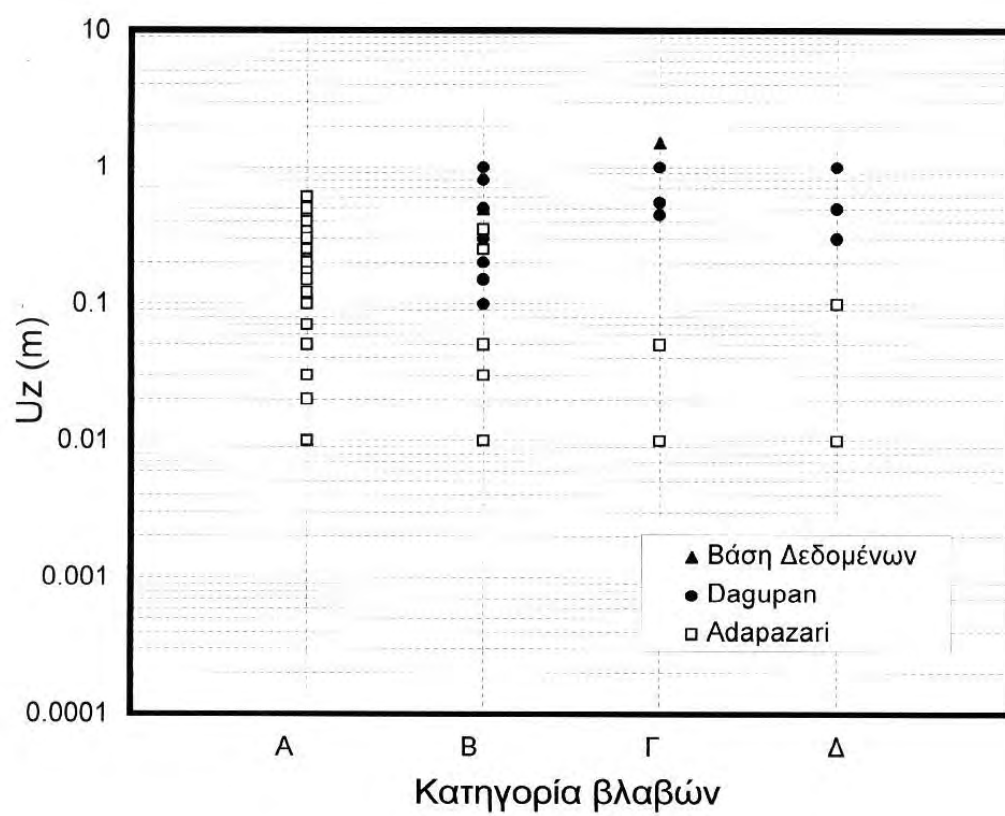


(α)

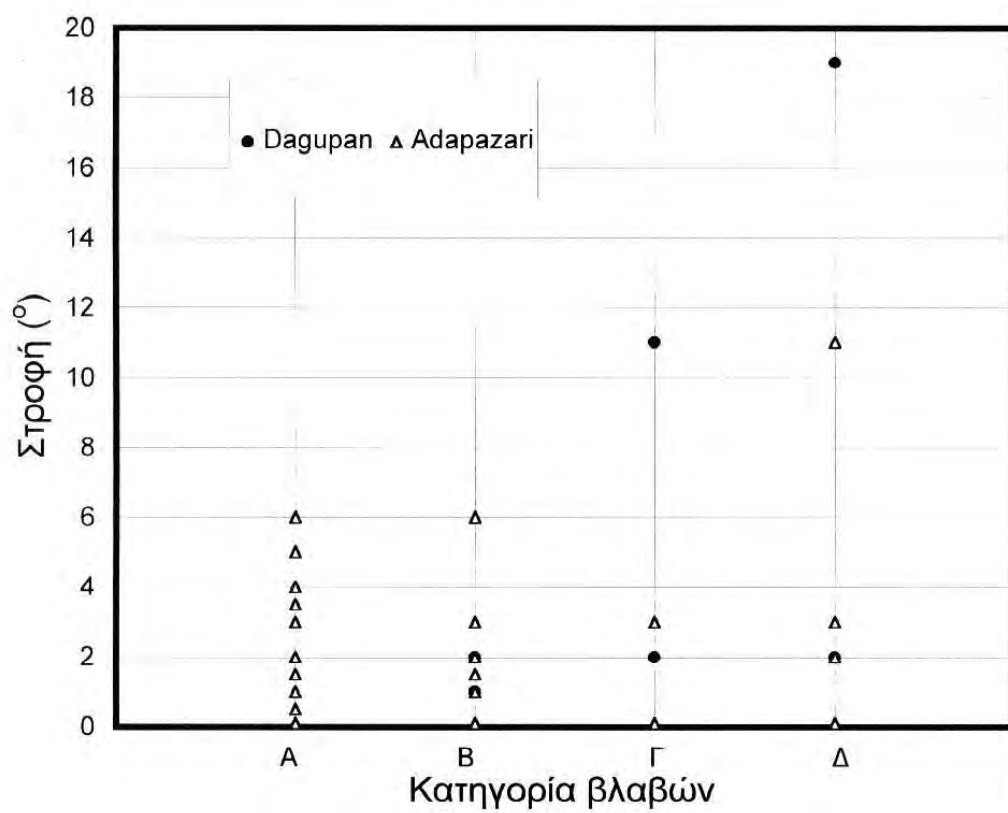


(β)

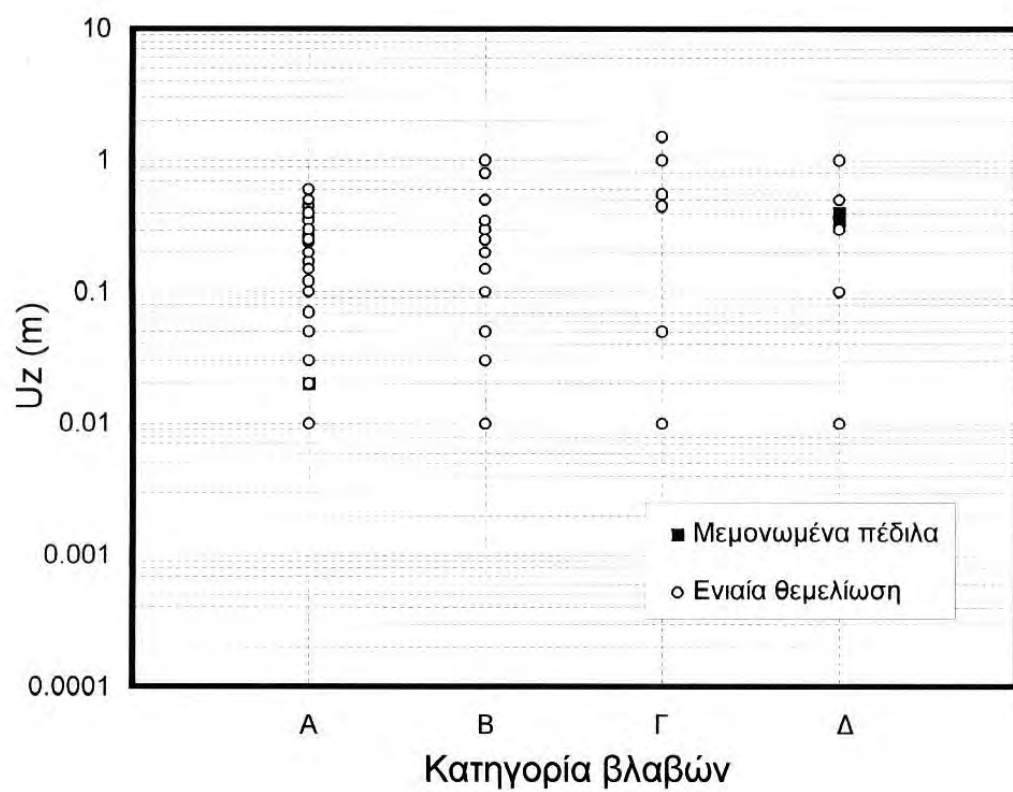
Σχ. 3.7.2. Ενιαίες θεμελιώσεις: Διαφορική καθίζηση συναρτήσει της καθίζησης: (α) πόλη Dagupan, (β) πόλη Adaparazari



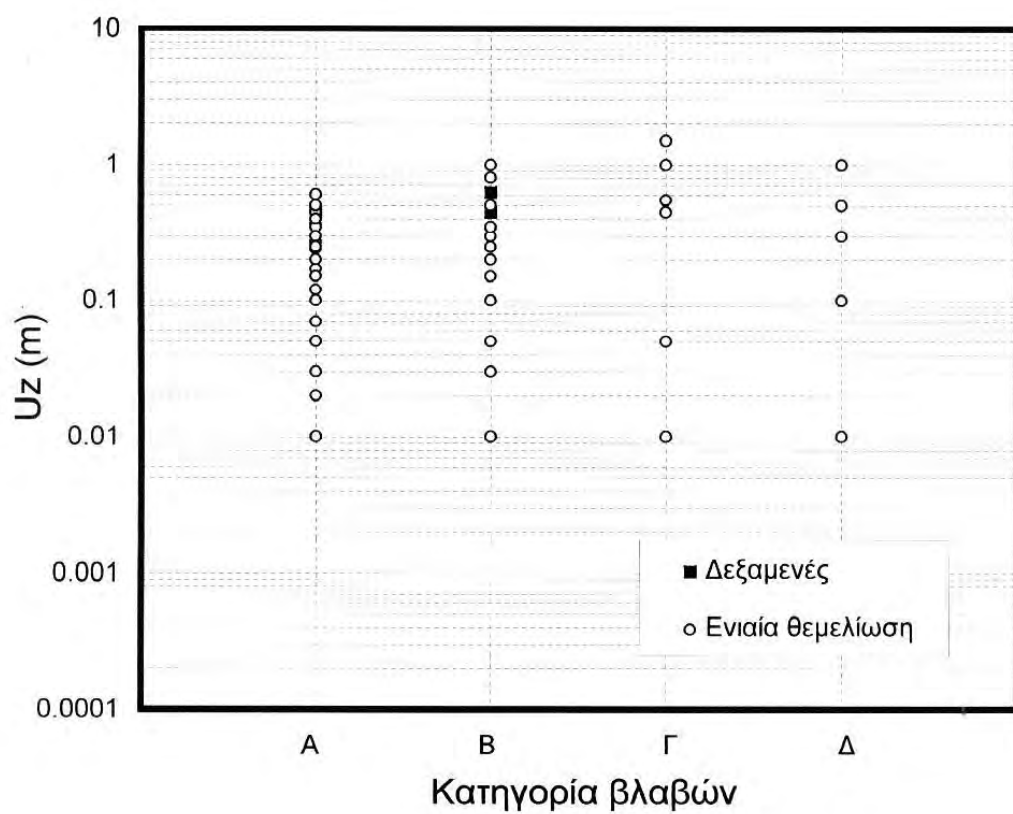
Σχ. 3.7.3. Ενιαίες θεμελιώσεις: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της καθίζησης



Σχ. 3.7.4. Ενιαίες θεμελιώσεις: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της στροφής



Σχ. 3.7.5. Θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσεως της μετακίνησης. Δίδονται επίσης τα στοιχεία για τις ενιαίες θεμελιώσεις για σύγκριση



Σχ. 3.7.6. Θεμελιώσεις δεξαμενών: Κατηγορία ζημιάς συναρτήσει της μετακίνησης. Δίδονται επίσης τα στοιχεία για τις ενιαίες θεμελιώσεις για σύγκριση

3.8. Ανεκτές σεισμικές μετακινήσεις φυσικών πρανών (ορεινών και παράκτιων), χωρίς κατασκευές.

3.8.1. Γενικά

Οι περιπτώσεις σεισμικής μετακίνησης πρανών που συλλέχθηκαν χαρακτηρίζονται από μεγάλες τιμές της οριζόντιας μετακίνησης. Μερικές φορές αυτές οι μεγάλες μετακινήσεις συμβαίνουν σε ερημικές περιοχές και δεν έχουν επίδραση σε ανθρώπους ή κατασκευές, αλλά μπορεί να επηρεάζουν το περιβάλλον. Όμως, μπορεί να συμβαίνουν και σε κατοικημένες περιοχές προκαλώντας σοβαρές ζημιές σε μεγάλη έκταση. Η κατολίσθηση Nikawa λόγω του σεισμού Hyogoken-Nambu στην πόλη του Kobe το 1995 με καταστροφή πολλών κτιρίων και ανθρώπινες απώλειες (Sassa et al., 1996) είναι ενδεικτικό παράδειγμα.

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι δεν είναι δυνατόν να δοθούν γενικές τιμές ανεκτών μετακινήσεων σε φυσικά πρανή. Ο παρακάτω πίνακας δίνει μερικές τυπικές περιπτώσεις.

Πίνακας 3.8.1. Περιπτώσεις φυσικών πρανών με κατασκευές

1	Οδικό επίχωμα σε φυσικό πρανές.
2	Κτίρια επάνω στο φυσικό πρανές.
3	Κατασκευή των δύο (1) και (2)
4	Τοίχος αντιστήριξης σε φυσικό πρανές
5	Οδικό έκχωμα σε πρανές
6	Αμφιθέατρο σε πρανές
7	Δίκτυο ύδρευσης στο πρανές

Στις περιπτώσεις φυσικού πρανούς με κατασκευές που αναφέρθηκαν παραπάνω, η ανεκτή μετακίνηση αντιστοιχεί στη μετακίνηση του πρανούς που προκαλεί ανεκτή μετακίνηση της κατασκευής που είναι θεμελιωμένη στο πρανές. Ο καθορισμός τιμών ανεκτής μετακίνησης των παραπάνω περιπτώσεων μπορεί να γίνει με ανάλυση των επιπτώσεων της σεισμικής μετακίνησης σε περιπτώσεις φυσικών πρανών με τις παραπάνω κατασκευές που καταγράφηκαν στο πεδίο. Δυστυχώς όμως δεν υπάρχουν στη βάση δεδομένων επαρκείς περιπτώσεις με τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Προσεγγιστικά, τα όρια ανεκτών μετακινήσεων που αναφέρθηκαν προηγουμένως μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την περίπτωση φυσικών πρανών με κατασκευές ως ακολούθως:

- Για φυσικά πρανή με θεμελιώσεις η καθίζηση του πρανούς στην θέση της θεμελίωσης δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή του πίνακα 3.7.2.
- Για επιχώματα σε φυσικά πρανή η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στον πόδα του αναχώματος σε επαφή με το πρανές λόγω τόσο της παραμόρφωσης του πρανούς, όσο και του επιχώματος, δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή των πινάκων 3.5.2, 3.5.4, 3.5.5 και 3.5.6, συναρτήσει του τύπου του επιχώματος. (Αυτό ισχύει επειδή, όπως αναφέρθηκε στην 3.5δ, για τις μετακινήσεις σχεδιασμού, σε αναχώματα η καθίζηση στη στέψη είναι περίπου ίση με την οριζόντια μετακίνηση στον πόδα).
- Για τοίχους αντιστήριξης σε φυσικά πρανή η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στον πόδα του τοίχου σε επαφή με το πρανές λόγω τόσο της παραμόρφωσης του πρανούς, όσο και του τοίχου, δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή των πινάκων 3.6.1 και 3.6.2, συναρτήσει του τύπου του τοίχου.

Η ανεκτή μετακίνηση για την περίπτωση φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές θα εξετασθεί παρακάτω.

3.8.2. Βάση Δεδομένων

Στον πίνακα A4.1 του Παραρτήματος Α δίδονται οι περιπτώσεις φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές που συλλέχθηκαν στη βάση δεδομένων (Στάδιο 1 της παρούσας έρευνας). Περιγράφονται τα χαρακτηριστικά τους που θεωρούνται κρίσιμα, και δίδεται η κατηγορία ζημιάς που ανήκουν βάσει του πίνακα 3.3.2. Η κατηγορία ζημιάς εκτιμήθηκε εμπειρικά από τις φωτογραφίες ή την περιγραφή των ζημιών που δίδονται στις βιβλιογραφικές αναφορές, θεωρώντας ότι το φυσικό πρανές έχει οικονομική και αισθητική αξία.

Για να καθορισθεί η κρίσιμη παράμετρος της μετακίνησης είναι σημαντικό να μελετηθεί η παραμορφωσιμότητα των φυσικών πρανών σε σεισμό. Ειδικά, είναι ενδιαφέρον να εξετασθεί ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης του κατώτερου τμήματος του πρανούς, προς τη μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση (καθίζηση). Γι' αυτό το λόγο ο πίνακας A4.2 δίδει την οριζόντια και την κατακόρυφη μετακίνηση για τις άλλες περιπτώσεις πρανών (δηλαδή πρανών με κατασκευές) της βάσης δεδομένων.

3.8.3. Παραμορφωσιμότητα

Το Σχ. 3.8.1 δίδει το λόγο της οριζόντιας προς την κατακόρυφη μετακίνηση συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης, από τα στοιχεία που ελήφθησαν από τη βάση δεδομένων (πίνακες A4.1 και A4.2). Αυτά τα στοιχεία δείχνουν ότι ο λόγος της οριζόντιας (u_x) προς την κατακόρυφη (u_z) μετακίνηση εξαρτάται από τη μετακίνηση. Για u_x μικρότερο του περίπου 1m, ο λόγος u_x/u_z κυμαίνεται μεταξύ 0.8 και 1, ενώ μειώνεται με περαιτέρω την αύξηση του u_x . Για καθίζηση μικρότερη των περίπου 1m, που, όπως θα αναφερθεί παρακάτω, αντιστοιχεί - προσεγγιστικά - στην καθίζηση σχεδιασμού, ο λόγος u_x/u_z είναι μικρότερος της μονάδας, και συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 0.5 και 1. Συμπεραίνεται ότι το u_x σχετίζεται και δεν διαφέρει σημαντικά από το u_z , και άρα σχεδιασμός είναι δυνατός είτε βάσει του u_x είτε βάσει του u_z .

3.8.4. Ανεκτές μετακινήσεις φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές

Το Σχ. 3.8.2 δίδει την οριζόντια μετακίνηση φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές συναρτήσει του επιπέδου βλαβών (πίνακας 3.3.2). Παρατηρείται ότι:

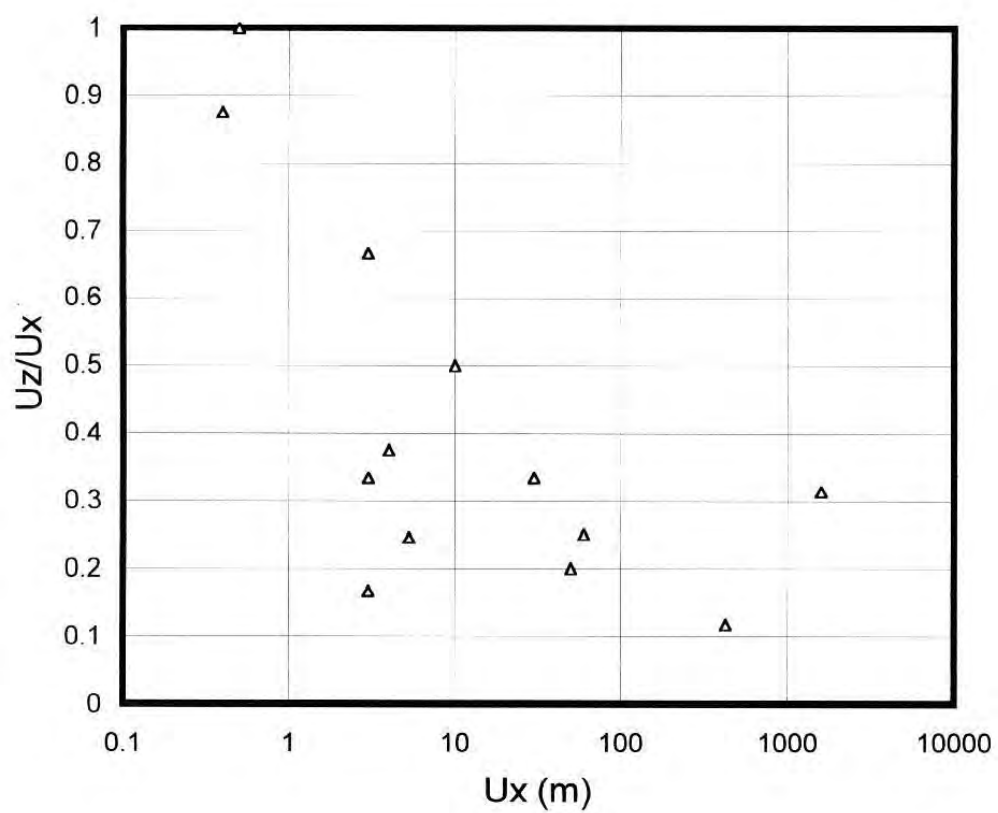
- Στα πρανά που έχουν υποστεί μικρές ζημιές (επίπεδο ζημιών Α'), η οριζόντια μετακίνηση που προκλήθηκε από το σεισμό είναι μικρότερη από 30cm
- Στα πρανά που έχουν υποστεί μέτριες ζημιές (επίπεδο ζημιών Β'), η οριζόντια μετακίνηση που προκλήθηκε από το σεισμό είναι μικρότερη από 300cm.

Βάσει των παραπάνω, στη περίπτωση φυσικού πρανούς χωρίς κατασκευές δίδονται παρακάτω ενδεικτικές τιμές της ανεκτής μετακίνησης.

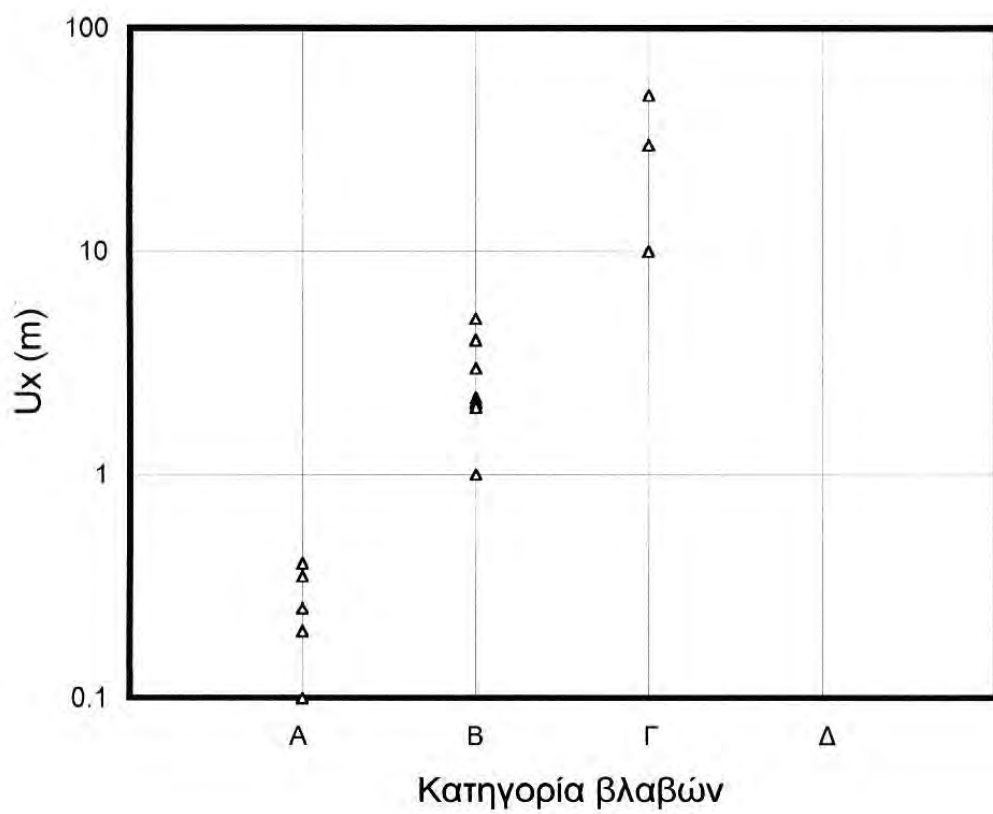
Πίνακας 3.8.2. Προτεινόμενες ανεκτές μετακινήσεις φυσικών πρανών χωρίς κατασκευές

	Επίπεδο βλαβών (πίνακας 3.3.2)	Μέγιστη (περίπου) οριζόντια μετακίνηση κατωτέρου τμήματος του πρανούς (cm)
1	Β'	300
2	Α'	30

Συνιστάται σχεδιασμός βάσει του επιπέδου βλαβών Β' να γίνεται σε απομακρυσμένα πρανά χωρίς σημαντικό οικονομικά ενδιαφέρον, ενώ σχεδιασμός βάσει του επιπέδου βλαβών Α' να γίνεται σε πρανά με σημαντική οικονομική και αισθητική αξία. Παραλία ή πάρκο κοντά σε αστικό κέντρο, ή πρανές που καλλιεργείται έντονα μπορούν να καταταγούν στο επίπεδο Α'.



Σχ. 3.8.1. Φυσικά πρανή: Λόγος καθίζησης προς την οριζόντια μετακίνηση συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης



Σχ. 3.8.2. Φυσικά πρανή χωρίς κατασκευές: Κατηγορία βλαβών συναρτήσει της μετακίνησης

3.9. Ευχαριστίες

Ευχαριστούμε τους καθηγητές Ν. Ambraseys, Γ. Γκαζέτα, Γ. Κωνσταντόπουλο, Γ. Μπουκουβάλα και Κ. Πιπιάκη και τον Dr S. Sarma για την εποικοδομητική ανταλλαγή απόψεων στο παραπάνω θέμα σε επιστημονικές συναντήσεις του ΟΑΣΠ και της ΕΕ.

3.10. Βιβλιογραφία του κεφαλαίου

- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”, Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Πρωτονοτάριος Γ.: “Πρώτα συμπεράσματα από το μεγάλο σεισμό της Αττικής (Κυρίως από τεχνικοσεισμολογικής και γεωτεχνικής άποψης). ” Δελτίο ΣΠΜΕ, Τεύχος 267, Σεπτέμβριος 1999
- Σταματόπουλος Κ. “Πρώτη έκθεση προόδου του ερευνητικού προγράμματος με τίτλο “Συλλογή-ανάλυση παραμενουσών σεισμικών παραμορφώσεων και βελτίωση αντιστοίχων διατάξεων ΕΑΚ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Ο.Α.Σ.Π., Νοέμβριος, 2001.
- Alexandris A.: “The Grevena-Kozani (W. Macedonia, Greece) Earthquake of 13 May 1995”, MSc Dissertation, Imperial College, 1995.
- Ambraseys N. N. and M. Srbulov, “Earthquake induced displacements of slopes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14, pp. 59-71 (1995).
- Arulanandan K. and Scott, R. F. (editors) Proceedings of the international Conference on the Verification of Numerical Procedures for the analysis of soil liquefaction problems, A. A. Bakema, Rotterdam, 1993.
- Acacio A. A., Kobayashi Y., Towhata I., Bautista R. T, Ishihara K. "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment", Soils and Foundations, 41, 6, Dec. 2001, pages 111-128
- Bouchovalas G.D., G.Gazetas & A.G.Papadimitriou.: “Geotechnical aspects of the 1995 Aegion, Greece, earthquake”, Earthquake Geotechnical Engineering, Seco e Pinto, 1999 Balkema, Rotterdam.
- BRGM, ADK, K&S : “Programma de Reconstrucction en Colombia, Estudio de sismologia de la region de Popayan”, Comision de las Comunidades Europeas, Septiembre 1987
- Bureau for Ports and Harbours-Ministry of Transport, Port and Harbour Research Institute-Ministry of Transport : “Earthquake resistant design for quaywalls and piers in Japan”, Earthquake resistant design for civil engineering structures, earth structures and foundations in Japan-The Japan Society of Civil Engineers, 1977, pp 35-89
- Croney D.: “The design and performance of road pavements”, Department of the Environment, Department of Transport, Transport and Research Laboratory, Her Majesty’s Stationery Office, London, 1977, pp. 18-21
- Davis C.A., Bardet J.P.: “Northridge Earthquake - Van Norman Complex Ground Movement”,
Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995, University of Missouri, Rolla, Vol III, pp 1423-1428.
- Davis C.A., Bardet J.P.: “Performance of San Fernando Dams during 1994 Northridge Earthquake”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, Vol 122, No. 7, pp 554-564.
- De Alba P.A., Seed H.B., Retamal E., Seed R.B.: “Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988, Vol 114, No. 12, pp 1414-1434.

- Der-Her Lee and Chih-Sheng Ku: "Soil Liquefaction and ground settlement in Chi-Chi, Taiwan, Earthquake". Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001.
- EERC (1995): "Geotechnical Reconnaissance of the effects of the January 17, 1995 Hyogoken Nambu Earthquake" – Report No. UCB/EERC-95/01, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California at Berkeley
- Elizabeth A. Hausler, Nicholas Sitar: "Performance of soil improvement techniques in earthquakes" Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Lian Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001.
- European Prestandard, "Eurocode 8 - Design provision of earthquake resistance of structures", Brussels, Belgium, 1994.
- European Committee for standardization "Eurocode 1 - Basis of design and actions on structures", Brussels, Belgium, 1994.
- Gazetas G. , P. Dakoulas, "Seismic analysis and design of rockfill dams: State-of-the-Art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Journal, 11, pp. 27-61 (1992).
- Gazetas G., 1981, "Local Soil Effects and Liquefaction in the 1978 Thessaloniki Earthquakes", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Rolla, Vol III, PP 1205-1213
- Hamada M.: "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata Earthquake", Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, 1992, State University at Buffalo, Vol I: Japanese Case Studies, NCEER-92-0001, M. Hamada-T. O'Rourke.
- Haeri S.M., Sattari M.H. & Ishihara K., (1994): "Galdian landslide induced by Manjil earthquake", Proceedings of the 13th International Conference SMFE, New Delhi, p 35-40.
- Hiroyoshi Kiku, Kenji Ishihara, Mamoru Kanatani, Mamoru Mimura, Iwao Morimoto: "Change of Waterline and water depth at Izmit Bay due to 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey". Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001
- Iai S. and Kameoka T. (1991): "Effective Stress Analysis of a sheet Pile Quaywall", Proceedings of the second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, I, p 649-661
- Inagaki H., Iai S., Sugano T., Yamazaki H., Inatomi T. : "Performance of caisson-type quay walls at Kobe Port", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp. 119-136
- Ishihara K., Yoshida K., Kato M. (1997). "Characteristics of lateral spreading in liquefied deposits during the 1995 Hanshin-Awaji earthquake", Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, Vol.1, No. 1, pp 23-55.
- Ishihara, K. : "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", 33rd Rankine Lecture, Geotechnique, 1993, Vol 43, No. 3, pp 351-415.
- Iwashita T., Nakamura A., Yasuda N.: "Behavior and damage of dams under the 1993 big earthquakes in Japan", Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, 1995, Vol. 1, pp 515-518.
- Kallou P. V., Gazetas G., Psarropoulos P. N. (2001) "A case history and topographic effects in the 7th September 1999 Athens earthquake", Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31

- Kamon M., Wako T., Isemura K., Sawa K., Mimura M., Tateyama K., Kobayashi S. : "Geotechnical disasters on the waterfront", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp. 137-147
- Kaneko M, Sasaki Y., Nishikawa J., Nagase M., Mamiya K.: "River Dike Failure in Japan by Earthquakes in 1993", Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995, University of Missouri, Rolla, Vol I, pp 495-498.
- Kerwin S. T., Stone J. J., "Liquefaction, failure and remediation: King Harbor Beach, California, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 8, August, 1997.
- Kimura M. : "Damage statistics", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 1-5
- Kotta N., Tsamis V., Gazetas G.: "Seismic Failure of Kalamata Harbour Quaywall", Proceedings: First Hellenic Conference on Geotechnical Engineering, 1988, Vol II, pp 117-122.
- Lambe T.W., Whitman R.V. : "Soil Mechanics", Wiley & Sons, NY, 1969, pp. 199-203
- Lin P.S., C.W. Chang and C.C. Hsieh, S.Y. Lai, S.Y. Lin: "Liquefaction Assessment and lateral spreading in Nantoy, Taiwan". Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001
- Miyazaki M., Ishizaki S., Tokimatsu K.: "Effective Stress Analysis of Pile Foundations Showing Various Damage Patterns in Liquefied Deposits during 1995 Hyogoken-Nambu earthquake". Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Lian Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001.
- Nakagawa K., Shiono K., Inoue N., Sano M.: "Geological characteristics and problems in and around Osaka basin as a basis for assessment of Seismic Hazards", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 15-28.
- Newmark, N. M. "Effect of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, Vol. 15, No. 2, London, England, June, pp. 139-160 (1965).
- Nishimura, Y. et al. (1995). "Shaking table tests and numerical simulation of seismic response of the seawall", Proceedings, Third Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Pitilakis K. Tika, Th, Sextos T. (2001). "Final report", for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation" - Work performed by Aristotle University of Thessaloniki, European Commission, DG12.
- Richards R. Jr., D. Elms, "Seismic behavior of gravity retaining walls", ASCE Proceedings, Journal Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, GT4, pp. 449-464 (1979).
- Sasaki Y., Tamura K., Yamamoto M., Ohbayashi J.: "Soil improvement work for river embankment damaged by the 1993 Kushiro-Oki Earthquake", Earthquake Geotechnical Engineering (Balkema, Rotterdam, 1995), pp 43-48.
- Sassa K., Fukuoka H., Scarascia-Mugnozza G., Evans S. (1996), "Earthquake-induced-landslides: Distribution, motion and mechanisms", Special issue of soils and foundations, Japanese Geotechnical Society, January, 53-64
- Sassa K., Fukuoka H., Scarascia-Mugnozza G., Evans S.: "Earthquake-induced-landslides: Distribution, motion and mechanisms", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 53-64.

- Seed H.B., Whitman R.V.: "Design of earth retaining structures for dynamic loads", Proc ASCE Speciality conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures, Ithaca, N.Y., 1970, pp 103-147.
- Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M., Makdisi F.I.: "The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, Vol 101, No GT7, pp 651-688.
- Stamatopoulos C., "personal reconnaissance, 1999
- Stamatopoulos A., "personal reconnaissance, 1999
- Stamatopoulos A., Stamatopoulos C., Velgaki E., Anerrousis, S. (2001). "Final report", for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation" - Work performed by Kotzias-Stamatopoulos Co, European Commission, DG12.
- Stamatopoulos C. A. and Velgaki E. G. (2001) "Critical acceleration and seismic displacement of vertical gravity walls by a two body model" Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31
- Stamatopoulos A., Stamatopoulos C. and Aneroussis S. (2001) "Geotechnical factors in recent earthquake-induced structural failures in Greece", Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31
- Stamatopoulos A. and Stamatopoulos C. (2000) "Liquefaction of sandy deposits on coastal areas", GeoEng2000, International conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia
- Stark T.D., Contreras I.A.: "Fourth Avenue Landslide during 1964 Alaskan Earthquake", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, Vol 124, No 2, pp 99-109.
- Tani S.: "Damage to agricultural facilities caused by the 1993 Kushiro-oki and Hokkaido Nansei-oki Earthquakes", Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, 1995, Vol II, pp 641-644.
- Tatsuoka F., Tateyama M., Koseki J.: "Performance of soil retaining walls for railway embankments", Special Issue of Soils and Foundations, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 311-324.
- Tika T.E., Pitilakis K.D., Anagnostopoulos C.T., Petrakis N.E., Kougoulos M.B.: "Liquefaction Induced Failure of Rimnio Bridge Embankment during the Kozani-Grevena earthquake", Proceedings: 3rd Hellenic Conference on Geotechnical Engineering, 1997, Vol I, pp 543-550.
- Wakamatsu K., Yoshida N., Suetomi I.: "Geotechnical aspect of the Hokkaido-toho-oki earthquake of October 4, 1994", Soil Dynamics and Earthquake Engineering VII, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1995, pp 543-554.
- Whitman R. V., (1993) "Predicting earthquake-caused permanent deformations of earth structures", article on "Predictive Soil Mechanics", Thomas Telford, London, pp. 729-741.
- Yoshida N., Tokimatsu K., Yasuda S. Kokusho T., Okimura T., "Geotechnical aspects of damage in Adapazari city during 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", Soils and Foundations, 41, 4, August. 2001, pages 25-45
- Yung-Show Fang et al.: "The behavior of Retaining Walls under 1999 Chi-Chi Earthquake". Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn. San Diego, California, March 26-31, 2001.
- <http://nisee.berkeley.edu/>

4. Επισκόπηση της δημοσιευμένης βιβλιογραφίας προσδιορισμού της ασκούμενης σεισμικής διέγερσης και της επακόλουθης σεισμικής μετακίνησης

4.0 Εισαγωγή

Όπως περιγράφεται στο παρόν κεφάλαιο, στην γεωτεχνική σεισμική μηχανική, η μελέτη της σεισμικής μετακίνησης γίνεται συνήθως από τον μηχανικό σε δύο στάδια: Πρώτα προβλέπεται η ένταση και άλλα χαρακτηριστικά της ταλάντωσης με εμπειρικές ή ελαστικές δυναμικές μεθόδους. Σε δεύτερο στάδιο ερευνάται η επίδραση της ταλάντωσης σε εδαφικές ή άλλες κατασκευές, και στις εδαφικές στρώσεις.

Παρακάτω μέθοδοι πρόβλεψης της σεισμικής ταλάντωσης και της επακόλουθης μετακίνησης που αναφέρονται στη βιβλιογραφία θα περιγραφούν κριτικά και θα δοθούν εφαρμογές τους που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία. Ειδικά, στην ενότητα 4.1 δίδονται μέθοδοι πρόβλεψης της σεισμικής ταλάντωσης σε συγκεκριμένη θέση. Στην ενότητα 4.2 δίδονται μέθοδοι πρόβλεψης της καθίζησης (συνίζησης) κορεσμένου ή ακόρεστου εδάφους λόγω πύκνωσης από σεισμό. Στην ενότητα 4.3 περιγράφεται η πρόβλεψη της στατικής αστοχίας λόγω σεισμού, δηλαδή της ανεξέλεγκτης (>περίπου 5m) κατωφερικής κίνησης. Τέλος, στην ενότητα 4.4 περιγράφεται η πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, και παραλλαγές της.

Σε συμφωνία με τους σκοπούς του παρόντος έργου, οι μέθοδοι που αναφέρονται αντιστοιχούν σε αυτές που μπορεί να χρησιμοποιήσει ο μηχανικός στην κοινή του πρακτική, και άρα αυτοί που μπορεί να αναφέρονται στον ΕΑΚ. Θεωρείται ότι ο "μηχανικός" μπορεί να εκτελέσει μονοδιάστατη γραμμική δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα "SHAKE" (περιγράφεται παρακάτω), "ευστάθεια πρανών" με προγράμματα που υπάρχουν στο εμπόριο, υπολογισμούς της σεισμικής μετακίνησης με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο ή παραλλαγών της και απλά αντίστοιχα προγράμματα, και απλούς υπολογισμούς καθίζησης λόγω συνίζησης.

4.1 Μέθοδοι προσδιορισμού της ασκούμενης σεισμικής διέγερσης σε συγκεκριμένη θέση

4.1.0 Εισαγωγικές Παρατηρήσεις

Οι απλές μέθοδοι υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω της δυναμικής συνίζησης, όσο και λόγω της αστοχίας σε διάτμηση, προϋποθέτουν την άσκηση της σεισμικής διέγερσης. Ασκείται συνήθως οριζόντια επιτάχυνση. Η παρούσα ενότητα παρουσιάζει μεθόδους προσδιορισμού αυτής της διέγερσης.

Η ασκούμενη σεισμική ταλάντωση περιγράφεται ως η χρονική συνάρτηση $a(t)$, ή εναλλακτικά με το φάσμα Fourier, ή τη απόκριση μοναβάθμιου ταλαντωτή συναρτήσει της περιόδου, $a(T)$. Η σημαντικότερη παράμετρος της ασκούμενης σεισμικής ταλάντωσης στην εδαφοδυναμική είναι η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης, a_{max} . Όμως, η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης δεν επαρκεί για να περιγράψει την επικινδυνότητα της εδαφικής ταλάντωσης. Γι' αυτό τον λόγο έχουν χρησιμοποιηθεί, εκτός από την a_{max} , η μέγιστη τιμή της ταχύτητας της ταλάντωσης V_{max} , η διάρκεια της ταλάντωσης t_f , ο αριθμός κύκλων με επιτάχυνση $a > 0.65a_{max}$, $N_{ισοδ}$, που θεωρείται (προσεγγιστικά) ο αριθμός κύκλων «ισοδύναμης» αρμονικής ταλάντωσης, το φάσμα συχνοτήτων και η «κρίσιμη περίοδος» T_K , δηλαδή η περίοδος για την οποία αντιστοιχεί μέγιστη φασματική απόκριση. Υπενθυμίζουμε ότι το μέγεθος M του σεισμού σχετίζεται προσεγγιστικά με τον αριθμό κύκλων με επιτάχυνση $a > 0.65a_{max}$, $N_{ισοδ}$, της σεισμικής ταλάντωσης, όπως δίδεται στον πίνακα 4.1.1 (Seed et al, 1981).

Η παρούσα ενότητα χωρίζεται σε έξι υποενότητες:

- η 4.1.1 δίνει εμπειρικές σχέσεις που περιγράφουν την επίδραση του μεγέθους του σεισμού και της απόστασης από το ρήγμα σε διάφορα χαρακτηριστικά της σεισμικής ταλάντωσης,
- η 4.1.2 δίνει εμπειρικές σχέσεις που περιγράφουν τη μεταβολή της επιτάχυνσης με το βάθος σε μονοδιάστατη γεωμετρία
- η 4.1.3 περιγράφει την ανάλυση της απόκρισης σε μονοδιάστατη γεωμετρία με ισοδύναμα-ελαστικές γραμμικές αναλύσεις
- η 4.1.4 δίνει εμπειρικές σχέσεις που περιγράφουν τις επιδράσεις της τοπογραφίας
- η 4.1.5 περιγράφει την επιλογή της σεισμικής ταλάντωσης κατά ΕΑΚ και παραθέτει διάφορες παρατηρήσεις σε αυτήν την επιλογή
- η 4.1.6 παραθέτει εφαρμογές που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία επιτυχών προβλέψεων της εδαφικής απόκρισης με ισοδύναμα-ελαστικές γραμμικές αναλύσεις.

Πίνακας 4.1.1. Προσεγγιστική συσχέτιση του μεγέθους του σεισμού και του αριθμού κύκλων με επιτάχυνση $a > 0.65a_{max}$, $N_{ισοδ}$ (Seed et al, 1981).

ΜΕΓΕΘΟΣ ΣΕΙΣΜΟΥ	5.5, 6, 7, 7.5, 8
$N_{ισοδ}$	2, 4, 10, 15, 20

4.1.1 Επίδραση του μεγέθους του σεισμού και της απόστασης από το ρήγμα στη σεισμική ταλάντωση

Η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης σε συγκεκριμένη θέση εξαρτάται πρωταρχικά από την απόσταση από την εστία του σεισμού, ή ορθότερα από την απόσταση από το σεισμικό ρήγμα, r : Πολύ κοντά στο σεισμικό ρήγμα έχουν μετρηθεί οριζόντιες επιταχύνσεις μεγαλύτερες από 0.5g. Όσο απομακρυνόμαστε από το ρήγμα η μέγιστη επιτάχυνση μειώνεται (κατά μέσο όρο). Η μέγιστη επιτάχυνση εξαρτάται επίσης από το μέγεθος του σεισμού, M . Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες σχέσεις που δίδουν τη μέγιστη επιτάχυνση συναρτήσει της απόστασης από το ρήγμα και του

μεγέθους του σεισμού. Τέτοια σχέση έχει προταθεί από τον Bard (1997) και δίδεται στον πίνακα 4.1.2.

Ένας πρόσθετος παράγοντας που σχετίζεται με την απόσταση από το ρήγμα είναι και το φάσμα συχνοτήτων. Σε μεγάλες αποστάσεις από το σεισμογενές ρήγμα (π.χ. >100Km) τα κύματα με τις μικρότερες περιόδους (μέχρι 0.25 sec) συνήθως αποσβένονται και κυριαρχούν κύματα υψηλότερων περιόδων (της τάξεως του 0.4 sec και άνω).

Πίνακας 4.1.2. Ενδεικτική συσχέτιση της μεταβολής της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης της εδαφικής κίνησης a_{\max} με την απόσταση από το σεισμικό ρήγμα (r) και το μέγεθος του σεισμού (M) (Bard, 1997).

$r=$ / $M=$	5.5	6.5	7.5
5 Km	0.5g	0.6g	0.7g
10	0.3g	0.4g	0.5g
100	0	0.1g	0.2g

4.1.2. Μονοδιάστατη γεωμετρία: Εμπειρικές σχέσεις που προβλέπουν την μεταβολή της επιτάχυνσης με το βάθος

Εάν η τοπογραφία και η στρωματογραφία μίας περιοχής είναι περίπου οριζόντιες, η διάδοση των σεισμικών κυμάτων μεταξύ του βραχώδους υποστρώματος και της επιφάνειας του εδάφους θεωρείται κατά προσέγγιση σαν μονοδιάστατο πρόβλημα.

Όταν τα σεισμικά κύματα εισέρχονται σε οριζόντιες εδαφικές στρώσεις μεταβάλλονται με το βάθος. Η μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} σε εδαφικές στρώσεις, συναρτήσει του βάθους d , εκφράζεται από τη σχέση:

$$a_{\max}(d) = a_{\max(d=0)} r_d(d) \quad (4.1.1\alpha)$$

όπου ο συντελεστής r_d δίδει τη μεταβολή της επιτάχυνσης με το βάθος και είναι μικρότερος ή ίσος με τη μονάδα. Εύρος της μεταβολής του συντελεστή r_d με το βάθος στη (4.1.1α) δίδεται στο Σχ. 4.1.1 (Seed and Idriss, 1971). Για το συντελεστή r_d έχει προταθεί επίσης η εμπειρική σχέση (Ishihara, 1993):

$$r_d = 1 - 0.015d \quad (4.1.1\beta)$$

όπου το βάθος d είναι σε μέτρα.

Επιπροσθέτως, σε έδαφος με οριζόντια επιφάνεια, όταν ασκείται οριζόντια ταλάντωση, η κυκλική (ή δυναμική ή μεταβαλλόμενη) οριζόντια διατμητική τάση σχετίζεται άμεσα με την οριζόντια επιτάχυνση, a , ως :

$$\tau = a \sigma_v / g = a \gamma d / g \quad (4.1.2\alpha)$$

όπου σ_v είναι η ολική κατακόρυφη τάση, γ είναι το ολικό ειδικό βάρος, d είναι το βάθος από την επιφάνεια, και g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Συνδυασμός των εξισώσεων (4.1.1α) και (4.1.2α) δίδει τη μέγιστη κυκλική διατμητική τάση με το βάθος ως

$$\tau_{\max} = a_{\max(d=0)} r_d \gamma d / g \quad (4.1.2\beta)$$

4.1.4 Μονοδιάστατη γεωμετρία χωρίς ρευστοποίηση. Ανάλυση της απόκρισης με ισοδύναμες-γραμμικές μεθόδους

Στην περίπτωση περίπου οριζόντιου εδαφικού υποστρώματος, επιπλέον των απλών εμπειρικών συσχετίσεων που δόθηκαν παραπάνω, ο υπολογισμός της σεισμικής ταλάντωσης σε συγκεκριμένη θέση μπορεί να γίνει και με αναλύσεις της εδαφικής απόκρισης. Η πράξη έχει δείξει ότι η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών

στην εδαφική κίνηση μπορεί να προβλεφθεί ικανοποιητικά με ισοδύναμα - γραμμικές ελαστικές μεθόδους, αρκεί τα εδάφη να μην παρουσιάζουν μεγάλη ($>10^{-3}$) παραμόρφωση.

Στις ισοδύναμα - γραμμικές μεθόδους οι παράγοντες που επηρεάζουν καθοριστικά τους υπολογισμούς είναι το μέτρο διάτμησης και ο συντελεστής απόσβεσης του εδάφους. Η παράμετρος G_{max} μπορεί να υπολογισθεί από την ταχύτητα διάδοσης ελαστικών κυμάτων στο υπέδαφος V_{S-max} που μετράται στο ύπαιθρο είτε άμεσα από δοκιμές crosshole και downhole είτε έμμεσα από δοκιμές SPT και CPT χρησιμοποιώντας εμπειρικές συσχετίσεις. Επίσης, η τιμή του V_{S-max} μπορεί να μετρηθεί στο εργαστήριο με δοκιμές συντονισμού, ή προσεγγιστικά, από τις δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όσο το δυνατόν μικρότερες παραμορφώσεις. Μειονέκτημα όμως των εργαστηριακών μετρήσεων είναι η διατάραξη του εδάφους κατά την δειγματοληψία.

Η μείωση του μέτρου διάτμησης και η αύξηση του συντελεστή απόσβεσης του εδάφους με την παραμόρφωση μετράται με κατάλληλες εργαστηριακές ή επιτόπου δοκιμές. Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις έχουν προταθεί από τους Vucetic and Dobry (1991) (Πίνακας 4.1.3).

Το πρόγραμμα SHAKE (Schnabel κ.λ.π., 1972) χρησιμοποιείται ευρέως για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης οριζοντίου εδάφους με ισοδύναμα-ελαστική ανάλυση. Η εδαφική στήλη χωρίζεται σε στοιχεία με διαφορετικές ιδιότητες. Ασκείται σεισμική ταλάντωση στη βάση της στήλης, δηλαδή στο βραχώδες υπόστρωμα. Ως τελικό αποτέλεσμα δίδεται η “ιδιοπερίοδος” της εδαφικής στρώσης και η εδαφική κίνηση συναρτήσει του χρόνου, στα βάθη που ζητείται, όπως και η μέγιστη διατμητική τάση, μέγιστη επιτάχυνση και μέγιστη παραμόρφωση συναρτήσει του βάθους.

Το πρόγραμμα SHAKE για την επίλυση του δυναμικού προβλήματος ακολουθεί την ακόλουθη διαδικασία: (1) εκτελείται δυναμική ανάλυση με κάποια τιμή του μέτρου διάτμησης G και του συντελεστή απόσβεσης ξ σε κάθε στρώση, (2) διορθώνεται η τιμή του G και ξ σε κάθε στρώση συναρτήσει της μέγιστης τιμής της παραμόρφωσης που υπολογίστηκε στην προηγούμενη ανάλυση, και (3) εκτελείται επανάληψη της ανάλυσης με τις νέες διορθωμένες τιμές του G και ξ . Αυτή η διαδικασία ακολουθείται μέχρι να υπάρξει ικανοποιητική σύγκλιση μεταξύ των τιμών του G και ξ που προκύπτουν σε δύο διαδοχικές αναλύσεις.

Πίνακας 4.1.3. Μεταβολή του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης με τη διατμητική παραμόρφωση συναρτήσει του δείκτη πλαστικότητας (βάσει των Vucetic and Dobry, 1991).

G/G_0 , β (%)

γ	PI=0	15	30	50	100
10^{-5}	0.97, 0	0.99, 0	1.0, 0	1.0, 0	1.0, 1
10^{-4}	0.72, 6	0.81, 5	0.91, 4	0.96, 3	1.0, 2
10^{-3}	0.28, 15	0.4, 12	0.54, 9	0.68, 6	0.81, 4
10^{-2}	0.04, 24	0.08, 20	0.16, 16	0.26, 13	0.35, 10

4.1.4 Επιδράσεις της τοπογραφίας και γεωμετρίας ειδικών κατασκευών

(α). Φυσική τοπογραφία

Οι έντονες υψομετρικές μεταβολές στους λόφους, τα οροπέδια, τα απότομα πρηνή κλπ. επηρεάζουν το κραδασμό λόγω σεισμού. Η ολοκληρωμένη εκτίμηση των φαινομένων, απαιτεί τη μελέτη της τοπικής δι-διάστατης, ή τρισδιάστατης,

γεωμετρίας, με τα τοπικά χαρακτηριστικά του υπεδάφους και την αναμενόμενη τυπική διέγερση. Ελαστικά δι-διάστατα (π.χ. το QUAD-4) ή τριδιάστατα προγράμματα με μεθοδολογία υπολογισμού των παραμέτρων του εδάφους παρόμοια με αυτή του SHAKE που αναφέρθηκε προηγουμένως μπορεί να χρησιμοποιηθεί. Πάντως, για την πρώτη προσέγγιση της μελέτης των επιδράσεων της τοπογραφίας προσφέρεται η εκπόνηση μονοδιάστατων δυναμικών αναλύσεων με πάχη εδαφικής στρώσης που να αντιστοιχούν στη μεγαλύτερη και τη μικρότερη υψομετρική διαφορά.

Για τον συνυπολογισμό της τοπογραφίας στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ο Ευρωκώδικας προτείνει προσεγγιστική μέθοδο: Η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση να υπολογίζεται ως $a_{\max} = A a_{\max-h}$ όπου $a_{\max-h}$ είναι η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση μακριά από το πραινός και ο συντελεστής A παίρνει τις εξής τιμές: (α) στην κορυφή φυσικών πραινών $A > 1.2$, (β) σε πραινή με κορυφή σημαντικά μικρότερη από το ύψος τους (i) $A > 1.4$ όταν η κλίση του πραινούς είναι μεγαλύτερη από 30° και (ii) $A > 1.2$ όταν είναι μικρότερη, (γ) εάν υπάρχει χαλαρό επιφανειακό στρώμα πάχους μεγαλύτερου από 5m, οι παραπάνω τιμές πρέπει να αυξηθούν κατά τουλάχιστον 20% και (δ) η τιμή του συντελεστή A μπορεί να μεταβάλλεται γραμμικά από την ελεύθερη επιφάνεια στη βάση του πραινούς.

(β). Επίδραση κατασκευών

Κατασκευές όπως χωμάτινα φράγματα, τοίχοι αντιστήριξης, θεμελιώσεις κτιρίων, πάσσαλοι κ.λ.π. έχουν περίπου γνωστή εκ των προτέρων συγκεκριμένη γεωμετρία. Γι' αυτόν το λόγο η μεταβολή που προκαλούν στη σεισμική εδαφική ταλάντωση μπορεί να προβλεφθεί. Στην περίπτωση των εδαφικών κατασκευών (π.χ. φραγμάτων) η πρόβλεψη μπορεί να διαφοροποιήσει συμπεριφορές συναρτήσει της θέσης μέσα στην ίδια την κατασκευή. Όπως και προηγουμένως, αυτές οι διαφοροποιήσεις μπορούν να μελετηθούν με διδιάστατες ή τριδιάστατες ελαστικές αριθμητικές μεθόδους.

Είναι γενικώς αποδεκτό ότι η επιτάχυνση αυξάνεται πλησίον της κορυφής των φραγμάτων και υψηλών επιχώματων. Αυτή η ενίσχυση είναι ιδιαίτερα σημαντική σε φράγματα μεγάλου ύψους. Βάσει ισοδύναμα - γραμμικών αριθμητικών και αναλυτικών μελετών που έχουν εκπονηθεί, οι Makdissi and Seed (1978) προτείνουν συντελεστές για τη μείωση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης από τη κορυφή στη βάση του φράγματος. Πιο πρόσφατες αναλύσεις των Gazetas and Dakoulas (1992) έδειξαν ότι όσο το υλικό συμπεριφέρεται μη γραμμικά, τόσο η διαφορά της επιτάχυνσης μεταξύ της κορυφής και της βάσης του φράγματος, μειώνεται.

Επιπροσθέτως, ο ΕΑΚ προτείνει για την ευστάθεια επιχώματων με ύψος μέχρι 15 m η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση να κυμαίνεται μεταξύ

a_β στη βάση μέχρι $a_k = a_\beta \cdot R_d(T)$ στη κορυφή του επιχώματος
όπου (α) η ιδιοπερίοδος του έργου T μπορεί να προσεγγιστεί ως $T = 2.5 (H/V_s)$ όπου V_s είναι η μέση τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων στο επίχωμα και H είναι το ύψος του επιχώματος, (β) $R_d(T)$ είναι η φασματική μεγέθυνση και δίδεται από τις εξισώσεις (4.1.1) (με τους συντελεστές q , γ_1 και θ να λαμβάνονται ίσες με τη μονάδα), (γ) $a_\beta = 0.5 a_{\max}$ όπου a_{\max} είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση βάσει του ΕΑΚ, για λόγο που εξηγήθηκε στην υποενότητα 2.2.

4.1.5 Επιλογή της σεισμικής ταλάντωσης κατά ΕΑΚ

Ο ΕΑΚ (1999), λαμβάνοντας υπόψη και τα φαινόμενα που περιγράφηκαν στις παραπάνω παραγράφους, περιγράφει την επιλογή της ασκούμενης μέγιστης επιτάχυνσης και του δυναμικού φάσματος. Ειδικά, η σεισμική φόρτιση σχεδιασμού καθορίζεται από το φάσμα της οριζόντιας επιτάχυνσης, του οποίου οι τεταγμένες για κάθε ιδιοπερίοδο T σε sec υπολογίζονται από τις σχέσεις:

Περιοχή Περιόδων

	Σχέση	
	T	θ
$0 \leq T < T_2$	$R_d(T) = a_{\max} \gamma_l \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\theta}{q} \beta_o - 1 \right) \right]$	(4.1.3)
$T_1 \leq T \leq T_2$	$R_d(T) = a_{\max} \gamma_l \frac{\theta}{q} \beta_o$	
$T_2 < T$	$R_d(T) = a_{\max} \gamma_l \frac{\theta}{q} \beta_o (T_2/T)^{2/3}$	

όπου a_{\max} είναι η μέγιστη τιμή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους, γ_l είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος, q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του δομήματος, θ είναι ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, T_1 και T_2 είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, και β_o είναι ο συντελεστής της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης, που λαμβάνεται ίσος με 2.5. Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών δίδονται από τον ΕΑΚ συναρτήσει Ζώνης Σεισμικής Επικινδυνότητας που βρίσκεται το έργο, της σπουδαιότητας του δομήματος, της χαρακτηριστικών του δομήματος και της θεμελίωσης και τις γεωτεχνικές συνθήκες (δίδονται 5 κατηγορίες εδαφών).

Παρατηρείται ότι ο ΕΑΚ

- δεν μελετά την επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην μέγιστη τιμή της ασκούμενης σεισμικής επιτάχυνσης που, όπως θα αναφερθεί, είναι σημαντικός για τον υπολογισμό της σεισμικής μετακίνησης.
 - δεν προσδιορίζει την μεταβολή της μέγιστης ασκούμενης επιτάχυνσης με το βάθος.
 - δεν καθορίζει το μέγεθος ή την διάρκεια ή τον αριθμό "σημαντικών" κύκλων της σεισμικής διέγερσης που, όπως θα αναφερθεί, είναι σημαντικός για τον υπολογισμό της σεισμικής μετακίνησης.
 - δεν καθορίζει την μεταβολή της σεισμικής κίνησης λόγω της ύπαρξης έντονου αναγλύφου στην τοπογραφία
- Τα παραπάνω φαινόμενα, όπως θα περιγραφεί στις επόμενες παραγράφους, μπορεί να είναι σημαντικά για την σεισμική μετακίνηση.

4.1.6 Εφαρμογές που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία

Στη βιβλιογραφία βρέθηκαν αρκετές περιπτώσεις επιτυχούς πρόβλεψης της σεισμικής ταλάντωσης με ισοδύναμες-γραμμικές μεθόδους σε μονοδιάστατες γεωμετρίες χωρίς ρευστοποίηση. Αυτό προκύπτει από συγκρίσεις τόσο με την επιτόπου μετρήσεις, όσο και με προβλέψεις ελαστικο-πλαστικών μοντέλων.

Από αριθμητικές αναλύσεις γενικά παρατηρείται ότι για τυπικές σεισμικές διεγέρσεις, τα δυναμικά φάσματα είναι προσεγγιστικά παρόμοια. Όμως, παρατηρείται ότι με τις ισοδύναμες γραμμικές μεθόδους προκύπτουν κάπως μεγαλύτερες επιταχύνσεις (π.χ. Constantopoulos et al, 1973).

Ο παρακάτω πίνακας δίδει τις πλέον ολοκληρωμένες συγκρίσεις που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία. Δίδονται συγκρίσεις τόσο με την επιτόπου μετρήσεις, όσο και με προβλέψεις ελαστικο-πλαστικών μοντέλων.

Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Τύπος και βάθος εδάφους	Στοιχεία με τα οποία συγκρίνονται οι μέθοδοι	Πρόβλεψη
Σεισμός του Μεξικού, 1985-θέση STC	Seed and Romo (1986), Seed <i>et al.</i> (1988), Dobry and Vucetic (1988), Vucetic and Dobry (1991), Γκαζέτας (1988), Modaressi (2001)	άργιλος υψηλής πλαστικότητας βάθους 35m	Επιτόπου μετρήσεις, ελαστο-πλαστικές μέθοδοι	ικανοποιητικές - ιδιαίτερα μεταξύ ελαστο-πλαστικών και ισοδύναμα-γραμμικών
Σεισμός του Northridge, ΗΠΑ, 1994 θέση Kagel,	ROSRINE web site, Modaressi, 2001	τέσσερα υλικά διαφορετικής πλαστικότητας, βάθος βράχου 15m	Επιτόπου μετρήσεις, ελαστο-πλαστικές μέθοδοι	ικανοποιητικές - ιδιαίτερα μεταξύ ελαστο-πλαστικών και ισοδύναμα-γραμμικών

Το Σχ. 4.1.2. συγκρίνει τα μετρηθέντα και υπολογισθέντα με ελαστο-πλαστικές και ισοδύναμα-ελαστικές δυναμικά φάσματα στον σεισμό του Μεξικού και του Northridge (Modaressi and Lopez-Caballero, 2001). Η ταχύτητα των κυμάτων διάτμησης σε μικρή παραμόρφωση μετρήθηκε με επιτόπου μεθόδους. Στις ισοδύναμα-γραμμικές μεθόδους η μεταβολή του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης με τη παραμόρφωση εκτιμάται με τις σχέσεις των Vucetic and Dobry (1991). Δεν παρατηρείται σημαντική διαφορά μεταξύ των μετρηθέντων και υπολογισθέντων και με τις δύο μεθόδους φασμάτων.

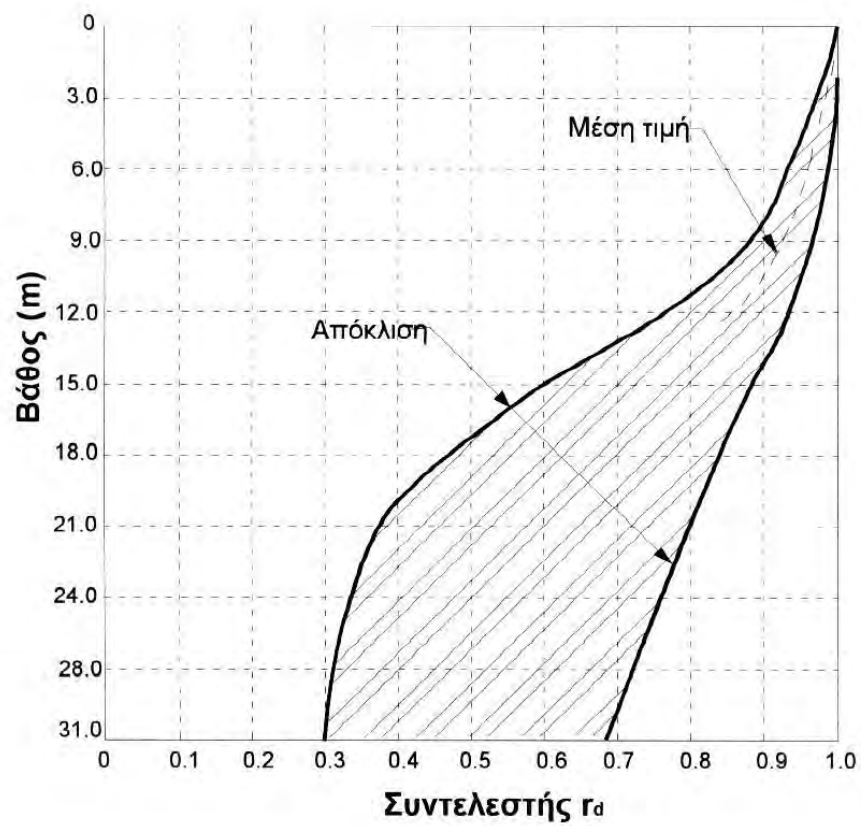
Όσον αφορά τις προβλέψεις των εμπειρικών μεθόδων που δίδονται στην ενότητα (π.χ της σχέσης (4.1.1β), δεν έχουν πρακτική αξία, γιατί αφού αυτές οι μέθοδοι αναπτύχθηκαν με επιτόπου μετρήσεις ή/και αποτελέσματα αναλυτικών ή αριθμητικών λύσεων, δεν έχει νόημα σύγκρισή τους με τέτοια αποτελέσματα.

4.1.7 Βιβλιογραφία

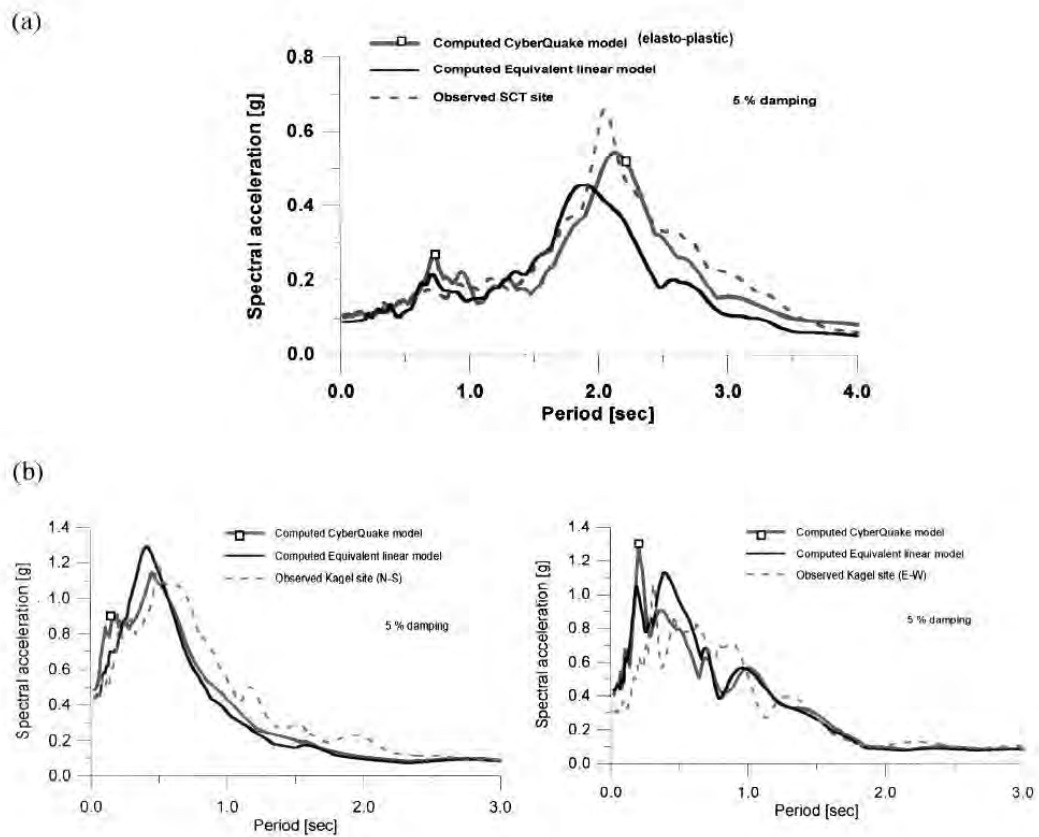
- Γκαζέτας Γ. “Ο ρόλος του εδάφους στους σεισμούς του Μεξικού (1985) και της Καλαμάτας (1986), Πρακτικά 1ου Πανελλήνιου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα, 1988, Φεβρουάριος.
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”, Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Bard P. Y. “Local effects on strong ground motion: Basic physical phenomena and estimation methods for microzoning studies”, Proceedings of the Advanced Study Course on Seismic Risk, SERINA, European Commission, Environment and Climate Programme, 1997, 355-388.
- Campbell K. W. and Bozorgnia Y. “Near-source attenuation of peak horizontal acceleration from worldwide accelerograms recorded from 1957 to 1993, Proceedings, Fifth US National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1994, Vol.1. pp.283-292.
- Constantopoulos I. V., Roesset J. M., Christian J. T. “A comparison of linear and exact nonlinear analyses of soil amplification”, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, 1973, Rome.
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987). “State-of-the-art report : Dynamics properties and response of soft clay deposits” Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering Soft Soils, Vol. 2, 51 - 87.

- European Prestandard "Eurocode 8 - Design provisions of earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", 1994.
- Gazetas G., Dakoulas P, "Seismic analysis and design of rockfill dams: State-of-the-Art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Journal, 11, 1992, pp. 27-61 .
- Idriss I. M., Lysmer J., Hwang R. and Seed H. B. (1973), "QUAD-4 : A computer program for evaluating the seismic response of structures by variable FE procedures". Report No. EERC 73-16. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Ishihara, K. "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", 33rd Rankine Lecture, Geotechnique 43, No. 3, 1993, p 351-415.
- Kramer S. L. "Geotechnical earthquake engineering" Prentice Hall, New Jersey, 1996.
- Makdisi F., Seed H. B. "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", J. Geotech. Engrg, ASCE, 104 (7), 849-867, 1978.
- Modaressi A. and Lopez-Caballero F. (2001). Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", Work performed by Ecole Centrale Paris, European Commission, DG12.
- Schnabel, P. B., Lysmer J., Seed H. B., "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites". Report No. EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, California, 1972.
- Seed H. B. and Idriss I. M (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE 107 (9), pp 1249-1274
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A. & Lysmer, J. 1988 The Mexico earthquake of September 19, 1985- Relationships between soil conditions and earthquake ground motions. Earthq. Spectra, 4(4), pp. 687-729.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. & Tokimatsu, K. 1986 Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. J. Geotech. Engrg., ASCE, 112(11), pp. 1016-1032.
- Vucetic M. And Dobry R. "Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 117 (1). 1991.

Rosrine Home Page. <http://rccg03.usc.edu/Rosrine/>



Σχ. 4.1.1. Μεταβολή της οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος (ο συντελεστής r_d της εξίσωσης (4.1.1α) σύμφωνα με τους Seed and Idriss (1971).



Σχ. 4.1.2. Σύγκριση μετρηθέντων και υπολογισθέντων με ελαστο-πλαστικές και ισοδύναμα-ελαστικές δυναμικών φασμάτων στον σεισμό (α) του Μεξικού και (β) του Nothorthidge (Modaressi and Lopez-Caballero, 2001).

4.2. Μέθοδοι προσδιορισμού της επακόλουθης καθίζησης λόγω συνίζησης τόσο “ξηρών” όσο και κορεσμένων εδαφών.

4.2.0 Εισαγωγικές Παρατηρήσεις

Η παρούσα ενότητα αφορά περίπου οριζόντιο έδαφος στο οποίο δεν ασκούνται σημαντικές τάσεις διάτμησης. Παρακάτω πρώτα περιγράφονται οι μέθοδοι πρόβλεψης της καθίζησης (συνίζησης) σε σεισμό στις περιπτώσεις (α) ξηρών και (β) κορεσμένων εδαφικών στρώσεων. Κατόπιν δίδονται εφαρμογές των μεθόδων για τη μέτρηση της συνίζησης στο πεδίο.

4.2.1 Μέθοδοι πρόβλεψη καθίζησης λόγω σεισμικής συνίζησης

(α). Καθίζηση σε ακόρεστη (“ξηρή”) άμμο

- Εργαστηριακές δοκιμές

Εργαστηριακές δοκιμές έχουν δείξει ότι η ογκομετρική παραμόρφωση ξηρής άμμου που υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση χωρίς ή με μικρή αρχική διατμητική τάση εξαρτάται από: (α) την ασκούμενη διατμητική κυκλική παραμόρφωση, (β) την πυκνότητα του εδάφους, και (γ) τον αριθμό των ασκουμένων κύκλων. Ειδικότερα, μελέτη μεγάλου αριθμού εργαστηριακών δοκιμών με ανακυκλιζόμενη φόρτιση και πλήρη στράγγιση, τόσο στη συσκευή απλής διάτμησης, όσο και στην τριαξονική συσκευή (π.χ. Silver and Seed, 1971 και Hodge, 1978), δείχνουν ότι με την αύξηση του αριθμού των κύκλων, το μέγεθος των παραμένουσων ογκομετρικών και διατμητικών παραμορφώσεων αυξάνεται με τον αριθμό των κύκλων, αλλά με διαρκώς μειούμενο ρυθμό αύξησης. Η μείωση του ρυθμού αύξησης οφείλεται κυρίως στην σταδιακή αύξηση της πυκνότητας της άμμου λόγω στράγγισης. Για τις παραμένουσες ογκομετρικές παραμορφώσεις μπορούμε να γράψουμε

$$(\epsilon_{vol})_N = (\epsilon_{vol})_{N=1} N^{a1} \quad (4.2.1a)$$

Δοκιμές σε διάφορα εργαστήρια και διαφορετικές άμμους από διάφορους ερευνητές σε σημαντικό εύρος πυκνοτήτων, τάσεων στερεοποίησης, ανακυκλιζόμενων τάσεων και αριθμού κύκλων (π.χ. Stamatopoulos et al 1991), δείχνουν ότι η παράμετρος a_1 λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ περίπου 0.35 και 0.45. Εξαιρέση αποτελούν οι περιπτώσεις (α) πολύ πυκνής άμμου που περαιτέρω συμπύκνωση δεν είναι δυνατή και (β) δοκιμές με υψηλή αρχική διατμητική τάση, λόγω διόγκωσης στους πρώτους κύκλους.

Αποτελέσματα δοκιμών με πλήρη στράγγιση και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, τόσο στην τριαξονική συσκευή, όσο και στη συσκευή απλής διάτμησης (π.χ. Silver and Seed, 1971 και Hodge, 1978) δείχνουν ότι υπάρχει ισχυρή συσχέτιση μεταξύ της έντασης της κυκλικής παραμόρφωσης (περιγράφηκε προηγουμένως) και της παραμένουσας (πλαστικής) ογκομετρικής παραμόρφωσης που συσσωρεύεται μετά το πέρας κάθε κύκλου φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Αυτή η σχέση είναι προσεγγιστικά γραμμική για μεγάλο εύρος κυκλικών παραμορφώσεων. Ο Hodge (1978) προτείνει τη σχέση:

$$\epsilon_{vol}^r (N=1) (\%) = 0.68 \gamma_{cyc}^{1.26} \quad (4.2.1.β)$$

όπου η κυκλική παραμόρφωση γ_{cyc} είναι σε ποσοστιαίες μονάδες (%).

Μπορεί να αναφερθεί ότι αυτή η σχέση ισχύει για κυκλικές παραμορφώσεις μεταξύ περίπου 0.001 και 1%.

Οι σχέσεις (4.11α) και (4.12) μπορούν να ενσωματωθούν στο συντελεστή E όπου

$$E = \epsilon_{vol} (\%) = 0.68 \gamma_{cyc}^{1.26} N^{0.4} \quad (4.13)$$

Η σχέση (4.13) προέβλεψε επιτυχώς τις ογκομετρικές παραμορφώσεις δύο άμμων (λεπτή άμμος Leighton - Buzzard και άμμος Oosterschelde) στην τριαξονική συσκευή στην πυκνή τους κατάσταση όταν δεν υπάρχει διόγκωση (Stamatoropoulos et al 1991).

- Μέθοδος

Σε συμφωνία με τα παραπάνω, οι Tokimatsu and Seed (1987) προτείνουν η σεισμική ογκομετρική παραμόρφωση ξηρών εδαφικών στρώσεων να υπολογίζεται από: (α) τη διατμητική κυκλική παραμόρφωση γ_{cyc} , (β) τον διορθωμένο αριθμό των κύττων κατά τη δοκιμή SPT, που αντιστοιχεί την πυκνότητα της άμμου, και (γ) το μέγεθος του ασκούμενου σεισμού, που καθορίζει τον “ισοδύναμο” αριθμό των ασκουμένων κύκλων. Μέθοδος διόρθωσης του αριθμού των κύττων κατά τη δοκιμή SPT δίδεται στον Ευρωκώδικα (1994).

Χρησιμοποιώντας τη σχέση (4.1.2β) που δίδει την μέγιστη διατμητική τάση συναρτήσει του βάθους, η κυκλική διατμητική παραμόρφωση υπολογίζεται ως

$$\gamma_{cyc} = \frac{T_{cyc}}{G} = 0.65 \frac{a_{max} \sigma_v r_d}{g G} \quad (4.2.2)$$

όπου a_{max} είναι η μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση στην κορυφή της εδαφικής στρώσης, σ_v είναι η ολική κατακόρυφη τάση, r_d είναι ο συντελεστής της μεταβολής της επιτάχυνσης με το βάθος και G είναι το μέτρο διάτμησης.

Ο συντελεστής r_d μπορεί να υπολογισθεί με τις μεθόδους που αναφέρθηκαν στην υποενότητα 4.1.3. Το μέτρο διάτμησης G υπολογίζεται σε δύο στάδια δηλαδή (α) πρώτα εκτιμάται το μέτρο διάτμησης σε πολύ μικρές παραμορφώσεις, G_{max} , (που προκύπτει από επιτόπου γεωφυσικές δοκιμές ή εναλλακτικά από εμπειρικές σχέσεις) και (β) στη συνέχεια εφαρμόζεται μείωση του G_{max} . Η μείωση γίνεται βάσει εργαστηριακών δοκιμών πάνω σε αντιπροσωπευτικά δείγματα του εδάφους από τις οποίες προκύπτει η σχέση μεταξύ G και γ_{cyc} και εναλλακτικά είτε από τις συσχετίσεις του πίνακα 4.1.3, είτε με την επιτάχυνση, βάσει του Ευρωκώδικα σε εδάφη που δεν είναι πολύ σκληρά και έχουν δείκτη πλαστικότητας $PI < 40$, βάσει του πίνακα 4.2.1. Στην περίπτωση που η μείωση του G υπολογίζεται συναρτήσει της παραμόρφωσης πρέπει να πραγματοποιηθούν επαναλήψεις της σχέσης (4.2.2) για τον υπολογισμό του μέτρου διάτμησης, ώστε να προκύψει G συμβατό με την τιμή του γ_{cyc} .

Κατόπιν, με το Σχ. 4.2.1 υπολογίζεται η ογκομετρική παραμόρφωση ϵ'_{vol} συναρτήσει του γ_{cyc} για 15 ομοιόμορφους κύκλους φόρτισης - αποφόρτισης - επαναφόρτισης, που αντιστοιχούν σε σεισμό μεγέθους $M=7.5$. Η ογκομετρική παραμόρφωση δίδεται συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας που εκφράζεται από τον αριθμό κρούσεων N της δοκιμής SPT. Για αριθμό κύκλων, διαφορετικό των 15, δηλαδή για σεισμούς μεγέθους διαφορετικού των 7.5R, προτείνονται οι διορθωτικοί συντελεστές του πίνακα 4.2.2. Τέλος, ακολουθώντας επιτόπου μετρήσεις, προτείνεται ο διπλασιασμός της ογκομετρικής παραμόρφωσης $\epsilon_{vol,M}$. Ο λόγος είναι ότι το Σχ. 4.2.1 βασίζεται σε εργαστηριακές μετρήσεις όπου ασκούνται ταλαντώσεις μόνον σε μία διάσταση, ενώ στο ύπαιθρο ο σεισμός ασκεί ταλαντώσεις και στις τρεις διαστάσεις του χώρου.

Επειδή ο τύπος του εδάφους, η πυκνότητα του, η ένταση της σεισμικής διέγερσης, και άρα και η ογκομετρική παραμόρφωση, μεταβάλλονται με το βάθος, η συνολική καθίζηση υπολογίζεται με διαδικασία παρόμοια με αυτήν που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των καθιζήσεων από στατική φόρτιση, δηλαδή (α) το έδαφος χωρίζεται σε στρώσεις περίπου ομοιόμορφων χαρακτηριστικών, (β) η καθίζηση κάθε επιμέρους στρώσης υπολογίζεται ξεχωριστά ως το γινόμενο της υπολογισθείσας (με τη μεθοδολογία που αναφέρθηκε παραπάνω) ποσοστιαίας ογκομετρικής παραμόρφωσης επί το ύψος της στρώσης και (γ) προστίθενται οι επί μέρους καθιζήσεις.

Ο Pradel (1998) απλοποιεί την παραπάνω μέθοδο προτείνοντας σχέσεις που δίδουν παρόμοια αποτελέσματα, αλλά που δεν απαιτούν επαναλήψεις.

Πίνακας 4.2.1. Μείωση του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης με την οριζόντια επιτάχυνση σε εδάφη που δεν είναι πολύ σκληρά και έχουν δείκτη πλαστικότητας $PI < 40$, βάσει του Ευρωκώδικα

Εδαφική επιτάχυνση, a (σε g)	$V_s/V_{s,max}$	G/G_{max}	Συντελεστής απόσβεσης
0.10	0.9(+/-0.07)	0.80(+/-0.15)	0.03
0.20	0.7(+/-0.15)	0.50(+/-0.20)	0.06
0.30	0.6(+/-0.15)	0.35 (+/-0.20)	0.10

όπου $V_{s,max}$ και G_{max} είναι η ταχύτητα V_s και το μέτρο διάτμησης για πολύ μικρή ($<10^{-5}$) παραμόρφωση.

Πίνακας 4.2.2. Η επίδραση του μεγέθους του σεισμού στην ογκομετρική παραμόρφωση για ξηρή άμμο (Από Tokimatsu και Seed, 1987).

Μέγεθος Σεισμού	5.25	6	6.75	7.5	8.5
$N_{Iσοδ}$	2	5	10	15	26
$\epsilon_{vol,M} / \epsilon_{vol-,M=7.5}$	0.4	0.6	0.85	1.0	1.25

(β). Ρευστοποίηση σε κορεσμένο έδαφος

Για τη πρόβλεψη της εδαφικής συνίζησης σε κορεσμένο έδαφος πρέπει πρώτα να περιγραφεί η εκτίμηση του κινδύνου για ρευστοποίηση.

Πρώτα ορίζουμε τον λόγο της κυκλικής τάσης SR αρμονικής ταλάντωσης ως

$$SR = \tau_{cyc} / \sigma'_v \quad (4.2.3a)$$

όπου τ_{cyc} είναι η ασκούμενη κυκλική διατμητική τάση και σ'_v είναι η ασκούμενη ενεργή κατακόρυφη τάση πριν την άσκηση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

Ο κίνδυνος ρευστοποίησης εκφράζεται με το συντελεστή ασφαλείας για ρευστοποίηση, $FS_{\rho\epsilon\upsilon\sigma\tau}$, όπου:

$$FS_{\rho\epsilon\upsilon\sigma\tau} = \frac{\tau_{cyc,N}}{\tau_{cyc}} = \frac{SR_N}{SR} \quad (4.2.3b)$$

όπου τ_{cyc} είναι η ασκούμενη κυκλική διατμητική τάση και SR είναι ο λόγος της κυκλικής τάσης που αντιστοιχεί στη τ_{cyc} όπως ορίστηκαν παραπάνω. Επίσης τ_{cyc-N} είναι η αντίστοιχη τιμή του τ_{cyc} που προκαλεί ρευστοποίηση σε N κύκλους και SR_N είναι ο λόγος της κυκλικής τάσης που αντιστοιχεί στη τ_{cyc-N} . Σημειώνεται ότι όσο ο λόγος κυκλικής τάσης SR αυξάνεται τόσο ο αριθμός των αρμονικών κύκλων φόρτισης N που απαιτούνται για ρευστοποίηση μειώνεται. Συνήθως η τιμή του N λαμβάνεται ίση με 15.

Προηγουμένως περιγράφηκαν μέθοδοι προσδιορισμού της μέγιστης ασκούμενης διατμητικής τάσης συναρτήσει του βάθους. Προτάθηκε η σχέση (4.1.2β). Διάρθρωση και των δύο πλευρών της εξίσωσης (4.1.2β) με την ενεργή κατακόρυφη τάση σ'_v δίνει τον συντελεστή SR_{max} ως

$$SR_{max} = \tau_{max} / \sigma'_v = r_d (a_{max} / g) (\sigma_v / \sigma'_v) \quad (4.2.3\gamma)$$

Σε πραγματικό σεισμό, η ασκούμενη διατμητική ταλάντωση δεν είναι ομοιόμορφη (αρμονική). Για να χρησιμοποιηθεί η εξίσωση (4.2.3γ), οι ανομοιόμορφοι κύκλοι της πραγματικής ταλάντωσης μετατρέπονται σε ομοιόμορφους κύκλους. Η ανακυκλιζόμενη φόρτιση στη φύση χαρακτηρίζεται από την μέγιστη επιτάχυνση και τον αριθμό των ασκούμενων κύκλων φόρτισης αποφόρτισης. Συνήθως, η μέγιστη

επιτάχυνση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης a_{cyc} (ή η τιμή του t_{cyc} ή του SR) λαμβάνεται ίση με 0.65 φορές την μέγιστη τιμή. Ο αριθμός των κύκλων $N_{ισοδ}$ καθορίζεται ως ο αριθμός των κύκλων στο επιταχυνσιογράφημα με επιτάχυνση ίση ή μεγαλύτερη του $(0.65a_{max})$ ή εμπειρικά, από το μέγεθος του σεισμού, βάσει του πίνακα 4.1.1.

Η κυκλική εδαφική αντοχή είναι δυνατόν να μετρηθεί στο εργαστήριο με αστράγγιστες δοκιμές και ανακυκλιζόμενη αρμονική φόρτιση. Τα αποτελέσματα όμως αυτών των δοκιμών επηρεάζονται σημαντικά από την αναπόφευκτη διατάραξη των δειγμάτων κατά τη δειγματοληψία, και από τις συμπτωματικές λεπτομέρειες της μεταφοράς στο εργαστήριο και προετοιμασίας των δοκιμών. Γι' αυτόν το λόγο η εργαστηριακή εκτίμηση της κυκλικής αντοχής έχει σημαντικά μειονεκτήματα, ιδιαίτερα για αμμόδη εδάφη. Εναλλακτικά, για την εκτίμηση της κυκλικής αντοχής χρησιμοποιούνται μέθοδοι που βασίζονται σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών. Η κυκλική αντοχή του εδάφους μπορεί να εκτιμηθεί από τα αποτελέσματα της δοκιμής SPT ή CPT, όπως παρουσιάζεται στο Σχ. 4.2.2, βάσει του Ευρωκώδικα για σεισμό μεγέθους $M=7.5$ και συναρτήσει των λεπτόκοκκων.

Επιπροσθέτως, σε εδάφη που περιέχουν άργιλο, παρατηρείται αύξηση της κυκλικής αντοχής για δεδομένη τιμή του $(N_1)_{60}$. Ο Ishihara (1993) προτείνει αύξηση της κυκλικής αντοχής με το δείκτη πλαστικότητα, χρησιμοποιώντας τον πολλαπλασιαστή F που ισούται:

$$\begin{array}{lll} \text{για } PI > 10 & \text{με} & F = 1 + 0.022(PI - 10) \\ \text{για } PI < 10 & \text{με} & F = 1 \end{array} \quad (4.2.4)$$

Οι σχέσεις του Σχ. 4.2.2 ισχύουν για μέγεθος σεισμού $M=7.5R$. Εάν εξετάζεται σεισμός που έχει μέγεθος μικρότερο ή μεγαλύτερο από $7.5R$, ο σεισμός αυτός αντιστοιχεί σε αριθμό κύκλων φόρτισης $N_{ισοδ}$, που είναι μεγαλύτερος ή μικρότερος από τους 15 κύκλους που αντιστοιχούν στο $M=7.5$. Άρα η κυκλική αντοχή SR_N των σχέσεων πρέπει να διορθωθεί. Οι διορθωτικοί συντελεστές που προτείνονται στον Ευρωκώδικα για την κυκλική αντοχή του εδάφους δίδονται στον πίνακα 4.2.3.

Πίνακας 4.2.3 Διορθωτικοί συντελεστές της κυκλικής αντοχής συναρτήσει του μεγέθους του σεισμού (βάσει του Ευρωκώδικα)

Μέγεθος Σεισμού M	5.5	6	6.5	7	7.5	8
$SR_N / SR_{N(M=7.5R)}$	2.86	2.20	1.69	1.30	1.0	0.67

(γ). Καθίζηση σε κορεσμένο έδαφος

Εργαστηριακές δοκιμές

Οι Lee and Albeisa, A. (1974), Nagase and Ishihara (1988), Tatsuoka, F., Sasaki, T., and Yamada, S. (1984) έχουν εκτελέσει σειρά εργαστηριακών δοκιμών, τόσο στη τριαξονική συσκευή όσο και στη συσκευή απλής διάτμησης, και ανακυκλιζόμενης φόρτισης όπου έχει μετρηθεί η καθίζηση σε κορεσμένο έδαφος. Σε αυτές τις δοκιμές ασκήθηκε ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό συνθήκες σταθερού όγκου μέχρι τη ρευστοποίηση (δηλαδή $FS_{\rho\epsilon\upsilon\sigma\tau}=1$) ή κάποιο άλλο ποσοστό συντελεστή ασφαλείας $FS_{\rho\epsilon\upsilon\sigma}$, και μετά μετρήθηκε η μεταβολή του όγκου κατά την εκτόνωση της υπερπίεσης των πόρων. Αυτές η σχέσεις έχουν δείξει ότι η μεταβολή του όγκου σε κορεσμένο έδαφος εξαρτάται καίρια από τη πυκνότητα του εδάφους και του $FS_{\rho\epsilon\upsilon\sigma\tau}$. Επίσης δοκιμές στερεοποίησης έδειξαν ότι η μεταβολή του όγκου για δεδομένη πίεση πόρων είναι παρόμοια με τη μεταβολή του όγκου στη συσκευή στερεοποίησης με παρόμοια μεταβολή της κατακόρυφης τάσης.

Μέθοδοι

Βάσει των αποτελεσμάτων των επί τόπου δοκιμών αλλά και επιτόπου παρατηρήσεων, σχέση μεταξύ της ογκομετρικής παραμόρφωσης καθαρής κορεσμένης άμμου σε σεισμό μεγέθους $M=7.5$, και του «διορθωμένου» αριθμού κτύπων σε τυποποιημένη διείσδυση $(N_1)_{60}$ για μεταβαλλόμενους λόγους κυκλικής διατμητικής τάσης SR δίδεται από τους Tokimatsu και Seed (1987) στο Σχ. 4.2.2. Παρατηρείται ότι η ογκομετρική παραμόρφωση εξαρτάται κυρίως από την $(N_1)_{60}$ που εκφράζει τη σχετική πυκνότητα, και ότι η επίδραση της ασκούμενης κυκλικής τάσης είναι μικρή.

Το παραπάνω σχήμα επιτρέπει την εκτίμηση της ογκομετρικής παραμόρφωσης κορεσμένης άμμου: Η κυκλική διατμητική τάση SR συναρτήσει του βάθους μπορεί να υπολογισθεί με τις μεθόδους που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Η ογκομετρική παραμόρφωση για κάθε εδαφική στρώση σε σεισμούς μεγέθους $M=7.5$, εκτιμάται συναρτήσει της κυκλικής διατμητικής τάσης και της αντίστασης $N_{1(60)}$ της δοκιμής SPT από το Σχ. 4.2.3. Για σεισμούς μεγέθους διαφορετικού των 7.5 ισχύουν και πάλι οι διορθωτικοί συντελεστές του πίνακα 4.2.2. Γιά ιλυώδη, και όχι καθαρή άμμο, η τιμή του $(N_1)_{60}$ μπορεί να «διορθωθεί» βάσει του ποσοστού των λεπτόκοκκων σύμφωνα με το Σχ. 4.2.2. Τέλος, η συνολική καθίζηση υπολογίζεται από την ογκομετρική παραμόρφωση των επιμέρους στρώσεων, με τη μέθοδο που αναφέρθηκε στην προηγούμενη υποενότητα.

Εναλλακτική μέθοδος υπολογισμού της ογκομετρικής παραμόρφωσης κορεσμένης καθαρής άμμου έχει προταθεί από τους Ishihara and Yoshimine (1992) που δίδεται στο Σχ. 4.2.4. Στη μέθοδο αυτή η παραμόρφωση συναρτήσει του βάθους υπολογίζεται από (α) τη σχετική πυκνότητα, σύμφωνα με την τιμή $(N_1)_{60}$ της δοκιμής τυποποιημένης διείσδυσης ή την τιμή $(q_c)_1$ της δοκιμής διείσδυσης κώνου, και (β) τον συντελεστή ασφαλείας για ρευστοποίηση, που περιγράφηκε προηγουμένως.

Σε αργίλους υπάρχει η δυνατότητα λήψης αδιατάρακτων δειγμάτων. Άρα, ο υπολογισμός της ογκομετρικής παραμόρφωσης μπορεί να βασίζεται στα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε αντιπροσωπευτικά δείγματα, είτε στη συσκευή απλής διάτμησης, είτε στην τριαξονική συσκευή. Δοκίμια κορεσμένης αργίλου στερεοποιούνται στην επιτόπου ενεργή κατακόρυφη τάση και υποβάλλονται σε ανακυκλική φόρτιση υπό σταθερό όγκο, και κατόπιν μετράται η ογκομετρική παραμόρφωση λόγω της εκτόνωσης των πιέσεων πόρων που αναπτύχθηκε.

(δ). Εφαρμογή στο φυσικό πεδίο

Στο φυσικό πεδίο, σε αρκετές περιπτώσεις ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται σε μικρό ορισμένο βάθος. Σε αυτή τη περίπτωση, πάνω από τη στάθμη χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των ξηρών εδαφών, και κάτω από τη στάθμη των κορεσμένων.

4.2.2 Εφαρμογές των μεθόδων που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία

Στη βιβλιογραφία βρέθηκαν τρεις περιπτώσεις πρόβλεψης της εδαφικής καθίζησης λόγω συνίζησης με τις παραπάνω μεθόδους. Περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

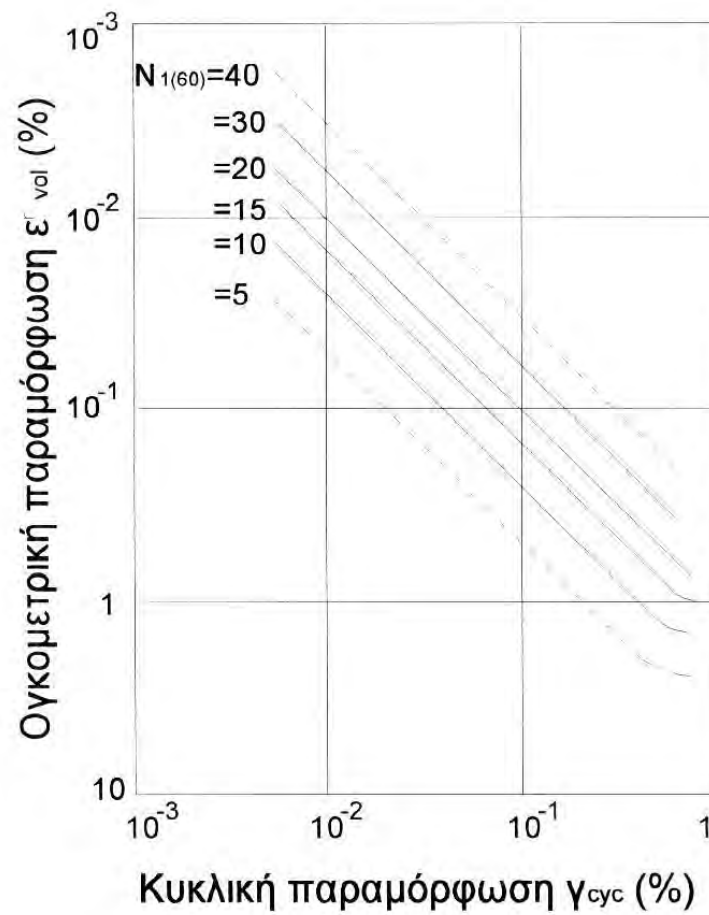
No	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Τύπος εδάφους και κορεσμός	Μέθοδος υπολογισμού ή της ασκούμενης δυναμικής τάσης	Παράμετροι της αντοχής του εδάφους και μέθοδος προσδιορισμού τους	Μέθοδος υπολογισμού ή της επακόλουθης σεισμικής συνίζησης	Μετρηθείσα / υπολογισθείσα συνίζηση (cm)
A	Θέση: Simi valley, California - Ο σεισμός του Northridge (ΗΠΑ, 1994) θέση M-27 θέση M-22 θέση M-26 θέση M-29	Ali Abdel-Haq and Roman D. Hryciw: 1998.	αμμώδες ξηρό έδαφος (μέχρι 2.5m περίπου) και σε μεγαλύτερα βάθη κορεσμένο	Σχέση (4.2.3)	προσδιορισμός του N_{SPT} από δοκιμές CPT	Tokimatsu and Seed	10/6.8 15/17.9 15/6.8 10/5.0
B	Καθίζηση σε ξηρό έδαφος στο σεισμό San Fernando, USA, 1971	Pradel D., 1998	αμμώδες ξηρό έδαφος	Σχέση (4.2.3)	προσδιορισμός του N_{SPT} από δοκιμές SPT	Tokimatsu and Seed, Pradel	7.5/9.5
Γ	Θέση: Alaska και Narvakan villages, Philippines - Ο σεισμός του Luzon Island (Philippines, 1990)	Ishihara, K., 1993	αμμώδες κορεσμένο έδαφος	Σχέση (4.2.3)	προσδιορισμός του N_{SPT} από δοκιμές SPT μετά το σεισμό	Ishihara	200/20

Εκτιμάται ότι στην περίπτωση Γ, η μεγάλη διαφορά μεταξύ της μετρηθείσας και υπολογισθείσας συνίζησης ωφείλεται στο ότι οι δοκιμές SPT εκτελέστηκαν μετά το σεισμό (Ishihara, 1993). Η μεγάλη συνίζηση δείχνει ότι η πυκνότητα της άμμου ήταν δραστικά διαφορετική, και άρα η τιμή της δοκιμής SPT μετά τον σεισμό δεν αντικατοπτρίζει την τιμή πριν το σεισμό. Όσον αφορά τις άλλες περιπτώσεις, ο λόγος της υπολογισθείσας με τη μέθοδο Tokimatsu and Seed προς την μετρηθείσα καθίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1.3 και 0.5.

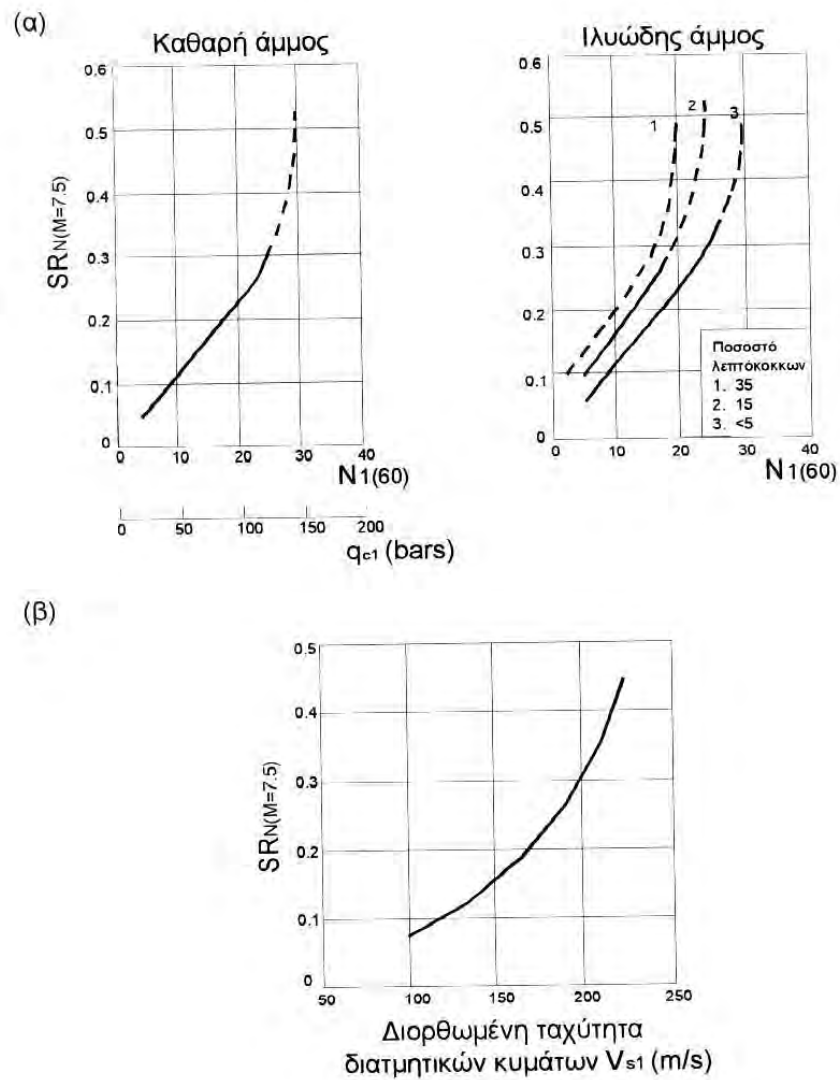
4.2.3 Βιβλιογραφία

- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”, Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Ali Abdel-Haq and Roman D. Hryciw: “Ground Settlements in Simi Valley following the Northridge Earthquake”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 124, No 1, January 1998, ASCE.
- Committee on Earthquake Engineering, Commission on Engineering and Technical Systems, National Research Council. Liquefaction of soils during earthquakes, National Academy Press, Washington, D. C, 1985, 240 pages.
- European Prestandard “Eurocode 8 - Design provisions of earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, 1994.
- Hodge, W. E. “A relationship between the drained and undrained cyclic behavior of sand”, MS thesis, Massachusetts Institute of Technology, USA, 1978.

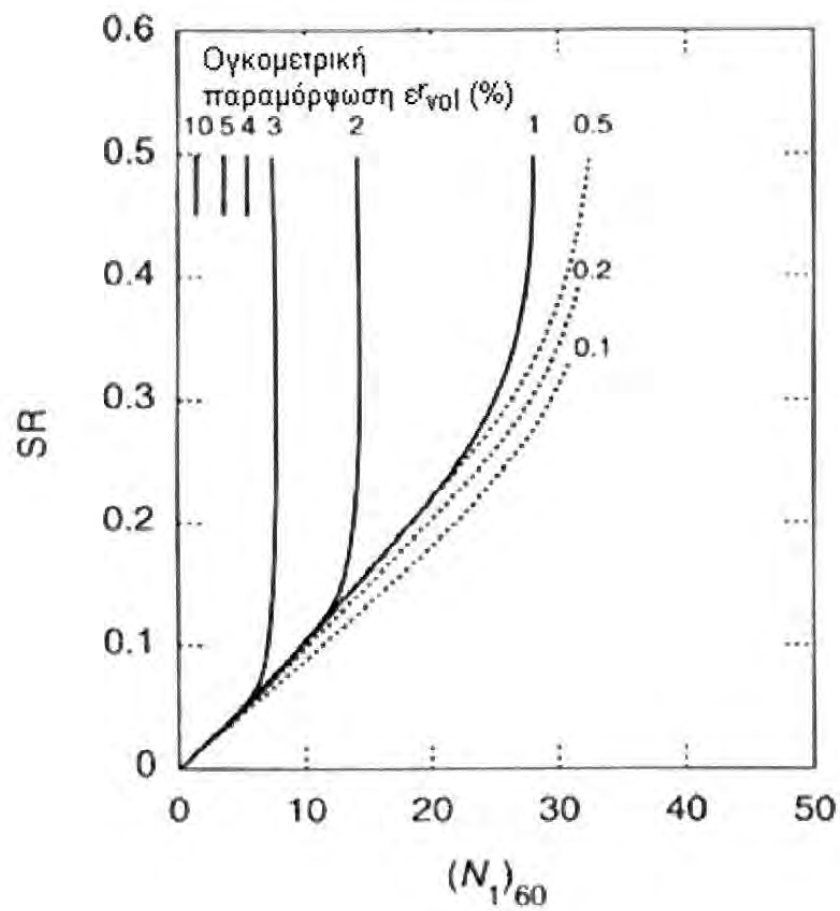
- Ishihara, K. "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", 33rd Rankine Lecture, Geotechnique 43, No. 3, 1993, p 351-415.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes". Soils and Foundations, 32, 173-88.
- Kramer S. L. "Geotechnical earthquake engineering" Prentice Hall, New Jersey, 1996.
- Lee, K.L. and Albeisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 100, GT4, 387-406.
- Martin P. P. and Seed H. B. "Simplified procedure for effective stress analysis of ground response," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105 (GT6), 1979: 735-758.
- Nagase, H. and Ishihara, K. (1988). Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake. Soils and Foundations, 28, 66-76.
- Pradel D., "Procedure to evaluate earthquake-induced settlements in dry sandy soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 124, 4, 1998, 364-368
- Seed, H. B. "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, February, 1979, pp. 201-253.
- Seed, H. B., Idriss I. M., and Arango I. "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 109 (3), 1983.
- Silver M. L. and Seed H. B. "Volume changes in sands during cyclic load, J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div., ASCE, 97(SM9), 1971, 1171-1182.
- Stamatopoulos, C.A., Bouckovalas, G., Whitman, R.V. "Analytical prediction of earthquake-induced permanent deformations", Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 117 (10), 1991, pp. 1471-1491.
- Tatsuoka, F., Sasaki, T., and Yamada, S. (1984). Settlements in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear. Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 95-102.
- Tokimatsu, K., and Seed H. B. "Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 8, 1987.



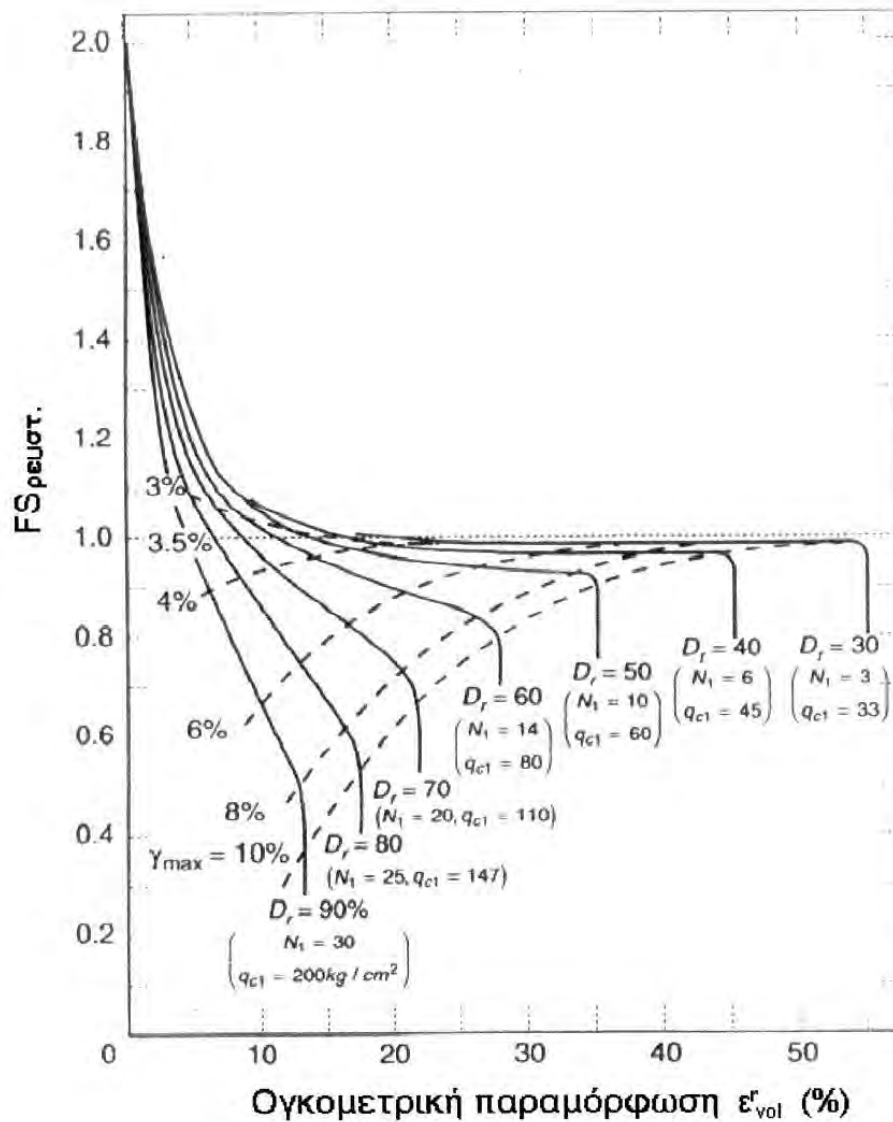
Σχ. 4.2.1. Ογκομετρική παραμόρφωση ε'_{vol} για σεισμό μεγέθους $M=7.5$ (ή σε 15ομοιόρφους κύκλους) συναρτήσει της διατμητικής κυκλικής παραμόρφωσης, γ_{cyc} , και την αντοχή σε τυποποιημένη διεύθυνση (από Tokimatsu and Seed, 1987).



Σχ. 4.2.2. Εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης βάσει της αντοχής σε τυποποιημένη διείδυση (Ευρωκώδικας)



Σχ. 4.2.3. Ογκομετρική παραμόρφωση ϵ_{vol} σε κορεσμένη άμμο και σεισμό μεγέθους $M=7.5$ συνάρτησι του λόγου κυκλικής τάσης SR και της αντοχής σε τυποποιημένη διείδυση (από Tosimatsu and Seed, 1987).



Σχ. 4.2.4. Ογκομετρική παραμόρφωση ϵ'_{vol} σε κορεσμένη άμμο συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας για ρευστοποίηση και τη σχετική πυκνότητα (απο τον Ishihara, 1993).

4.3 Μέθοδοι προσδιορισμού (στατικής) αστάθειας σε σεισμό και άρα ανεξέλεγκτης σεισμικής μετακίνησης

4.3.0 Γενικά

Μεγάλη (μεγαλύτερη από περίπου από 5m) σεισμική μετακίνηση οφείλεται σε μείωση της αντοχής του εδάφους λόγω του σεισμού που προκαλεί στατική αστάθεια. Παρακάτω περιγράφονται μέθοδοι προσδιορισμού αυτού του κινδύνου δια του υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας με τη μειωμένη αντοχή του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού, και εφαρμογές τους στην πράξη. Μπορεί να αναφερθεί ότι αυτές οι μέθοδοι δεν απαιτούν τον υπολογισμό της σεισμικής διέγερσης.

4.3.1 Εκτίμηση της αντοχής του εδάφους

(α). Σημασία

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας επηρεάζεται καίρια από τον τύπο της αντοχής (είτε συνδιασμός τριβής-συνοχής, $\tau=c+\sigma \tan \phi$, είτε η αστράγγιστη $\tau=c_u$), και την κατανομή της στο χώρο. Η μεγαλύτερη αβεβαιότητα στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας προέρχεται συνήθως από την αβεβαιότητα στην διατμητική αντοχή του εδάφους, ιδιαίτερα για κορεσμένα εδάφη. Άρα, η σωστή επιλογή του τύπου και της τιμής της αντοχής του εδάφους χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή, ώστε να προκύψει ορθή πρόβλεψη του σεισμικού κινδύνου αστάθειας σε σεισμό.

(β) Επιλογή συνθηκών στράγγισης και αντοχής

Αμμώδη εδάφη μπορεί να είναι ξηρά ή κορεσμένα, ανάλογα με το εάν βρίσκονται πάνω ή κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα. Αργιλικά εδάφη είναι συνήθως κορεσμένα. Κατά τη διάρκεια του σεισμού, τόσο σε αργίλους, όσο και σε κορεσμένες άμμους, δεν υπάρχει χρόνος για στράγγιση, και έτσι θεωρείται ότι επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες.

Σε ξηρά αμμώδη εδάφη, κυρίως λόγω της μεταβολής του όγκου, παρατηρείται η ακόλουθη συμπεριφορά: (1α) σε χαλαρές άμμους, η αντίσταση του εδάφους σταδιακά αυξάνεται με την μετακίνηση στην επιφάνεια ολίσθησης, μέχρι να φτάσει την τελική αντοχή, ενώ (1β) σε πυκνές άμμους, η αντίσταση του εδάφους πρώτα αυξάνεται με την μετακίνηση μέχρι την μέγιστη τιμή της, και μετά μειώνεται μέχρι να φτάσει την τελική αντοχή. Αντίστοιχα, σε κορεσμένα εδάφη, κυρίως λόγω της ανάπτυξης της πίεσης των πόρων, παρατηρείται η ακόλουθη συμπεριφορά: (2α) σε χαλαρές άμμους ή μαλακές αργίλους η αντίσταση του εδάφους πρώτα αυξάνεται με την μετακίνηση μέχρι μία μέγιστη τιμή, και μετά μειώνεται μέχρι να φτάσει τη τελική αντοχή και (2β) σε πυκνές άμμους ή σκληρές αργίλους, η αντίσταση του εδάφους σταδιακά αυξάνεται με την μετακίνηση, μέχρι να φτάσει την τελική αντοχή.

Για τον υπολογισμό πρέπει, σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις να λαμβάνεται αντοχή ίση με την τελική τιμή της, δηλαδή με τη τιμή που προκύπτει στο εργαστήριο για μεγάλη παραμόρφωση (Σχ. 4.3.1).

Σε ξηρά αμμώδη εδάφη η αντοχή καθορίζεται από τη γωνία τριβής ϕ . Η αντοχή εδαφών με λεπτόκοκκα πιθανώς να παρουσιάζει τόσο c όσο και ϕ . Σε κορεσμένα εδάφη, που δεν ρευστοποιούνται, ή που δεν αναπτύσσεται σημαντική υπερπίεση πόρων, συνιστάται παρόμοια ανάλυση.

Σε κορεσμένα εδάφη που ρευστοποιούνται, ή που αναπτύσσεται σημαντική υπερπίεση πόρων, στην ανάλυση συνιστάται να χρησιμοποιηθεί η τελική αστράγγιστη αντοχή του εδάφους. Αυτή η αντοχή μπορεί να περιγραφεί είτε βάσει ολικών τάσεων, είτε βάσει ενεργών τάσεων. Η ανάλυση βάσει των ενεργών τάσεων

περιλαμβάνει τον υπολογισμό της ανάπτυξης της πίεσης των πόρων ΔP , ενώ η ανάλυση βάσει των ολικών τάσεων λαμβάνει υπόψη την πίεση των όρων έμμεσα, χρησιμοποιώντας την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Η πίεση ΔP δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων. Γι' αυτόν τον λόγο συνιστάται ανάλυση ολικών τάσεων. Η συνοχή c λαμβάνεται ίση με την τελική αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους, c_u , στη περιβάλλουσα ενεργή τάση που επικρατούσε πριν την άσκηση της ταχείας σεισμικής φόρτισης, ενώ η γωνία τριβής ϕ λαμβάνεται μηδέν.

(γ). Εκτίμηση της αντοχής

Σε άμμους η μέγιστη τιμή της γωνίας τριβής ϕ_p εξαρτάται κυρίως από τη σχετική πυκνότητα. Λόγω δυσκολίας στην λήψη αδιατάρακτων δειγμάτων, συχνά καθορίζεται από επιτόπου δοκιμές τυποποιημένης διείδουσας SPT με εμπειρικές σχέσεις, ή διασταύρωση πειραμάτων με επιτόπου δοκιμές. Συνήθως η τιμή της κυμαίνεται μεταξύ των 30 και 45°.

Η τελική γωνία τριβής ϕ εξαρτάται κυρίως από την κοκκομετρική διαβάθμιση και το σχήμα των κόκκων της άμμου. Μπορεί να υπολογισθεί με εργαστηριακές δοκιμές σε (όσο το δυνατόν λιγότερο) διαταραγμένα δείγματα. Τυπικά η τιμή της κυμαίνεται μεταξύ των 25 και 35°.

Ο καθορισμός της (τελικής) αστράγγιστης αντοχής της άμμου λόγω ρευστοποίησης, c_{u-r} είναι ένα από τα δυσκολότερα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Πρόσφατα έχουν προταθεί συσχετίσεις, με υψηλό όμως βαθμό αβεβαιότητας, που δίδουν την αντοχή c_{u-r} βάσει αποτελεσμάτων επιτόπου δοκιμών. Το Σχ. 4.3.2 παρουσιάζει δύο τέτοιες σχέσεις, συναρτήσει της αντίστασης που έχει προταθεί από τους Seed and Harder (1990) και Ishihara (1993). Εναλλακτικά μπορούν να εκτελεστούν εργαστηριακές δοκιμές διάτμησης υπό σταθερό όγκο σε όσον-το-δυνατόν-λιγότερο αδιατάρακτα δοκίμια.

Σε αργίλους, σε αντίθεση με τις άμμους, είναι δυνατή η λήψη “αδιατάρακτων” δειγμάτων. Άρα η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους σε διάτμηση μπορεί να εκτιμηθεί σταθερού όγκου δοκιμές απλής διάτμησης. Επειδή δε, η αστράγγιστη αντοχή αργίλων εξαρτάται από την ταχύτητα της ασκούμενης παραμόρφωσης, συνιστάται σε αυτές τις δοκιμές η ταχύτητα της διάτμησης να είναι πολύ υψηλή, παρόμοια με αυτή που επικρατεί κατά τη διάρκεια του σεισμού.

(δ). Γενική παρατήρηση

Ως γενική παρατήρηση μπορεί να αναφερθεί ότι για ξηρά αμμώδη εδάφη η γωνία τριβής ϕ δεν μεταβάλλεται σημαντικά με τη πυκνότητα και τη παραμόρφωση: η τελική τιμή (σε μεγάλη παραμόρφωση) του ϕ κυμαίνεται μεταξύ περίπου των τιμών 25 και 35° (η αντίστοιχη τιμή της $\tan\phi$ είναι μεταξύ των 0.5 και 0.7). Εξ' άλλου η μέγιστη τιμή του ϕ συνήθως δεν ξεπερνά, σε πολύ πυκνές άμμους, τις 45° (η αντίστοιχη τιμή της γωνίας $\tan\phi$ είναι η μονάδα), και άρα είναι μικρότερη από το διπλάσιο της τελικής. Αντίθετα, η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u του εδάφους παρουσιάζει μεγάλες διακυμάνσεις: Σε πυκνές άμμους και προστερεοποιημένες αργίλους η τιμή c_u μπορεί να λάβει τιμές μεγαλύτερες από 50 Tf/m², ενώ σε χαλαρές άμμους και “ευαίσθητες” αργίλους η τελική τιμή του c_u μπορεί να λάβει τιμές αισθητά μικρότερες από 1 Tf/m².

4.3.2 Εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας

Μετά την εκτίμηση της αντοχής του εδάφους με τις μεθόδους που αναφέρθηκαν προηγουμένως, ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί να υπολογισθεί με όλες τις μεθόδους που αναφέρονται στη βιβλιογραφία, και τα αντίστοιχα προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή. Οι πιέσεις των πόρων που εφαρμόζονται πρέπει να είναι

αυτές πριν την άσκηση της σεισμικής φόρτισης. Σεισμικές δυνάμεις δεν ασκούνται. Εάν ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος της μονάδας, υπάρχει κίνδυνος στατικής αστάθειας.

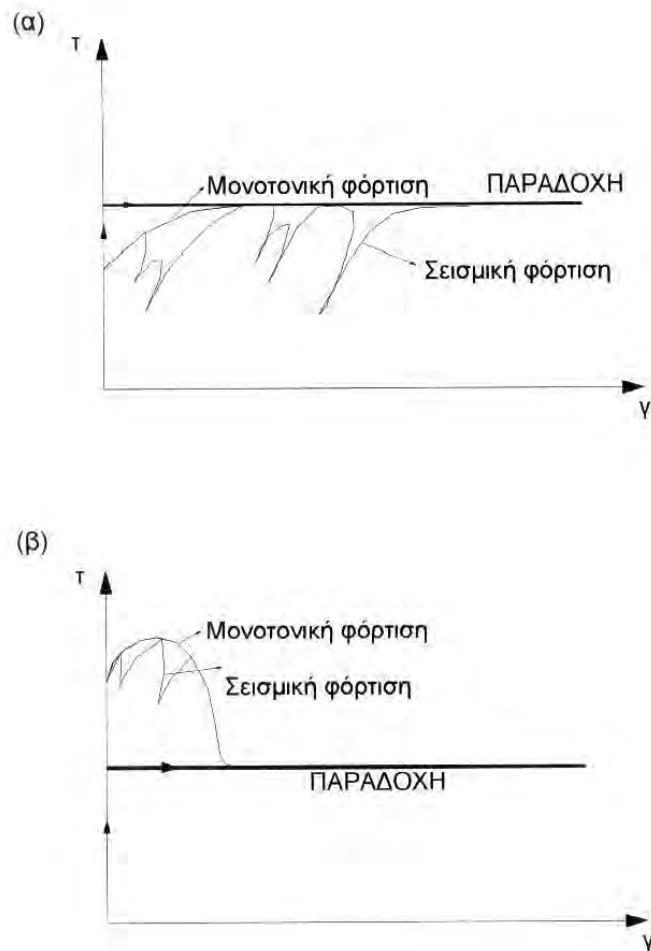
4.3.3 Εφαρμογές που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία

Στη βιβλιογραφία βρέθηκαν αρκετές περιπτώσεις επιτυχούς πρόβλεψης της (στατικής) αστάθειας σε σεισμό και άρα ανεξέλεγκτης σεισμικής μετακίνησης. Περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Τύπος κατασκευής /φυσικού πρηνούς	Τύπος εδάφους και κορεσμός	Μέθοδος προσδιορισμού της αντοχής του εδάφους	Σχολιασμός
2.1.4. Η κατολίσθηση του "Chonan Middle School" (Ιαπωνία) – Ο σεισμός Chiba	Ishihara, K., 1993.	φυσικό πρηνές	άμμος ξηρή και κορεσμένη	εκτίμηση της αστράγγιστης αντοχής της άμμου που που ρευστοποιήθηκε με λεπτομερείς εργαστηριακές δοκιμές	Δεν υπάρχουν σημαντικές αβεβαιότητες στη πρόβλεψη
2.2.5. Συμπεριφορά του φράγματος Lower San Fernando στο σεισμό του San Fernando (ΗΠΑ)	Castro et al (1992)	φράγμα	άμμος ξηρή και κορεσμένη	εκτίμηση της αστράγγιστης αντοχής της άμμου που που ρευστοποιήθηκε με λεπτομερείς εργαστηριακές δοκιμές	Δεν υπάρχουν σημαντικές αβεβαιότητες στη πρόβλεψη

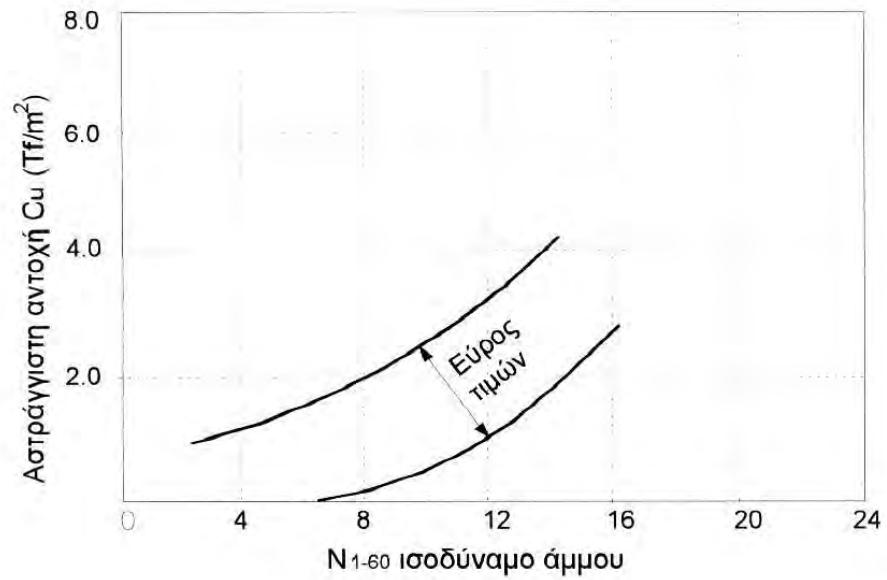
4.3.4 Βιβλιογραφία

- Castro G., Seed R.B., Keller T.O., Seed H.B.: "Steady-state strength analysis of Lower San Fernando Dam slide", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1992, Vol 108, No. 3, pp 406-427.
- Ishihara, K. : "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", *33rd Rankine Lecture, Geotechnique*, 1993, Vol 43, No. 3, pp 351-415.
- De Alba P.A., Seed H.B., Retamal E., Seed R.B.: "Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1988, Vol 114, No. 12, pp 1414-1434.
- Pahwa, A., Germaine, J. T., and Whitman, R. V. (1985). "Undrained cyclic triaxial tests on Leighton-Buzzard 120/200 sand." "Dept. of Civil Engineering Report R86-24, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Seed R. B., Harder L. F.(1990): "SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual soil strength," In J. M. Duncan editor. *Proceedings, H. Boldon Seed Memorial Symposium*, University of California, Berkeley; Vol. 2, pp.351-376.
- Stamatopoulos C., Velgaki E. and Sarma S. (2000), "Sliding-block back analysis of earthquake-induced slides" *Soils and foundations*, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 40, No. 6, 61-75, Dec.

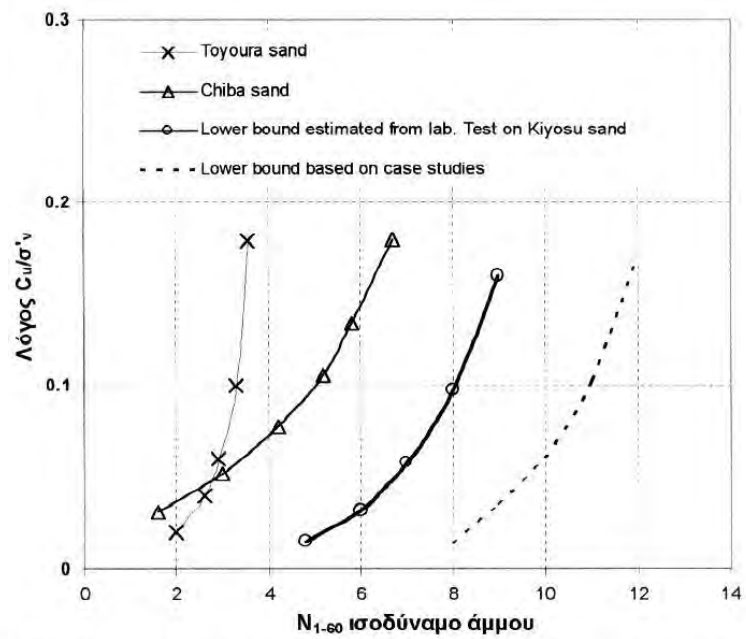


Σχ.4.3.1. Ενδεικτική μεταβολή της διατμητικής αντίστασης με τη παραμόρφωση και παραδοχή αντοχής που συνιστάται σε αναλύσεις σεισμικής ευστάθειας: (α) ξηρό χαλαρό έδαφος ή κορεσμένο πυκνό (ή προστερεοποιημένο) έδαφος, (β) ξηρό πυκνό (ή προστερεοποιημένο) έδαφος ή κορεσμένο χαλαρό έδαφος. Δίνεται επίσης η παραδοχή αντοχής που συνιστάται σε ανάλυση ευστάθειας ή προσομοίωσης με το μοντέλο σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο.

(α)



(β)



Σχ. 4.3.2. Σχέση (α) της αστράγγιστης αντοχής του εδάφους λόγω ρευστοποίησης, c_u συναρτήσει του N της επιτόπου δοκιμής SPT (Seed and Harder, 1990) και (β) του λόγου c_u/σ'_v συναρτήσει του N (Ishihara, 1993)

4.4 Μεθόδοι προσδιορισμού της επακόλουθης σεισμικής μετακίνησης λόγω αντοχής σε διάτμηση

4.4.0. Γενικά

Απλές μέθοδοι που υπολογίζουν τη σεισμική μετακίνηση εδαφικών μαζών βασίζονται στη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (Σχ.4.4.1) που προτάθηκε αρχικά από τον Newmark (1965). Παρακάτω, πρώτα περιγράφεται λεπτομερώς η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, και η σεισμική μετακίνηση που προβλέπει σε σεισμική δέγερση. Κατόπιν δίνονται (α) γενικές αρχές της εφαρμογής της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και (β) Βελτιώσεις και επεκτάσεις της μεθόδου σώματος-σε-κεκλιμένο επίπεδο: που θεωρούνται οι πλέον σημαντικές. Τέλος, παρουσιάζονται εφαρμογές που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης με αυτές τις μεθόδους.

4.4.1 Προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο

(α). κρίσιμη επιτάχυνση και συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης

Στη γενική περίπτωση οποιασδήποτε μάζας m που θεωρείται ως απαραμόρφωτη μέχρι μία τάση και τέλεια πλαστική υπάρχει κάποια τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης, που συμβολίζεται ως a_c και λέγεται κρίσιμη (οριζόντια) επιτάχυνση για την οποία επικρατεί οριακή ισορροπία. Επιπροσθέτως, ορίζεται ο συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης k_c , ως ο λόγος του a_c προς την επιτάχυνση της βαρύτητας.

(β). Εξίσωση κίνησης

Σε ένα που σώμα βρίσκεται επί κεκλιμένου επιπέδου ασκείται οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a(t)$. Το Σχ. 4.4.1 δείχνει τις δυνάμεις που ασκούνται τόσο στο σώμα, όσο και στο κεκλιμένο επίπεδο στη περίπτωση που η αντίσταση στην επιφάνεια επαφής αποτελείται τόσο από συνοχή όσο και από τριβή. Η εξίσωση της σχετικής κίνησης του σώματος είναι

$$\frac{d^2u}{dt^2} = (a(t) - a_{c-\sigma}) \frac{\cos(\varphi-\beta) \cos\beta}{\cos\varphi} \quad \text{για} \quad \frac{du}{dt} > 0 \quad (4.4.1)$$

όπου

$$a_{c-\sigma} = \frac{W \sin(\varphi-\beta) + c L \cos\varphi}{m \cos(\varphi-\beta)} \quad (4.4.2)$$

Στις παραπάνω σχέσεις u είναι η οριζόντια σχετική μετακίνηση του σώματος, με τη κατωφερική μετακίνηση θετική, $a_{c-\sigma}$ είναι η κρίσιμη (οριζόντια) επιτάχυνση για ολίσθηση του σώματος, m είναι η μάζα του σώματος που ολισθαίνει ανά μονάδα μήκους (κάθετη στο χαρτί), W είναι το βάρος του σώματος ανά μονάδα μήκους (που διαφέρει από το γινόμενο mg στην περίπτωση ύπαρξης υδροφόρου ορίζοντα λόγω της άνωσης), β είναι η γωνία του κεκλιμένου επιπέδου με την οριζόντιο, φ και c είναι η γωνία τριβής και η συνοχή στην επιφάνεια ολίσθησης και L είναι το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης του σώματος. Η ανισότητα στις (4.4.1) σημαίνει ότι η μετακίνηση συσσωρεύεται μόνο όταν η ασκούμενη οριζόντια επιτάχυνση υπερβαίνει την “κρίσιμη επιτάχυνση” του σώματος, $a_{c-\sigma}$ προς μία διεύθυνση, και αποκλείεται η μείωση της λόγω αντιστροφής σχετικής μετακίνησης.

Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να διατυπωθεί ως

$$\frac{d^2u}{dt^2} = A (a(t) - a_{c-\sigma}) \quad \text{για} \quad \frac{du}{dt} > 0 \quad (4.4.3a)$$

όπου

$$A = \cos(\varphi-\beta) \cos\beta / \cos\varphi \quad (4.4.3b)$$

Όταν η αντοχή οφείλεται μόνον σε τριβή ($c=0$) η παραπάνω σχέση δίδει :

$$d^2u/dt^2 = g (a(t) - a_{c-\sigma}) \cos(\varphi-\beta) \cos\beta / \cos\varphi \quad (4.4.4\alpha)$$

$$a_{c-\sigma} = (W/m) \tan (\varphi-\beta) \quad (4.4.4\beta)$$

Όταν η αντοχή οφείλεται μόνον σε συνοχή ($\varphi=0$) έχουμε :

$$d^2u/dt^2 = g \cos^2\beta (a(t) - a_{c-\sigma}) \quad (4.4.5\alpha)$$

όπου

$$a_{c-\sigma} = (-W \sin\beta + cl) / (m \cos\beta) \quad (4.4.5\beta)$$

(γ). Επίλυση

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η εξίσωση που δίδει τη κίνηση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο είναι

$$d^2u/dt^2 = A g (a(t) - a_{c-\sigma}) \quad \text{για } du/dt > 0$$

όπου ο συντελεστής A δίδεται από την εξίσωση (4.4.3β).

Όμως, στην βιβλιογραφία συνήθως η εξίσωση επιλύεται με τη προσέγγιση $A=1$:

$$d^2u/dt^2 = (a(t) - a_{c-\sigma}) \quad \text{για } du/dt > 0 \quad (4.4.6)$$

Πράγματι, γιά τυπικά πρηνή οι τιμές των γωνιών β και φ είναι τέτοιες που ο συντελεστής A είναι κοντά στη μονάδα, και η παραπάνω προσέγγιση δεν δίδει σημαντικό σφάλμα. Δύο διαδοχικές ολοκληρώσεις της (4.4.6) δίδουν τη ταχύτητα du/dt και τη μετακίνηση u σαν χρονικές συναρτήσεις με διπλή ολοκλήρωση, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.4.2 για τυχαία ταλάντωση. Η συνολική παραμένουσα μετακίνηση της εξίσωσης (4.4.6) εξαρτάται από την ασκούμενη ταλάντωση $a(t)$, και την τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης του σώματος $a_{c-\sigma}$. Μπορεί να υπολογισθεί είτε αναλυτικά για ταλαντώσεις καθορισμένου σχήματος, είτε αριθμητικά για τυχαίες ταλαντώσεις.

Σε σεισμό, έχουν προταθεί σχέσεις που προβλέπουν τη μετακίνηση της εξίσωσης (4.4.6). Εκτός από τον λόγο της κρίσιμης προς τη μέγιστη επιτάχυνση, $a_{c-\sigma}/a_{\max}$, χρησιμοποιούνται και άλλες παράμετροι που εισάγουν είτε (α) χαρακτηριστικά της ασκούμενης σεισμικής ταλάντωσης $a(t)$, όπως τη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης a_{\max} , τη μέγιστη τιμή της ταχύτητας V_{\max} , τη “κρίσιμη” περίοδο T_k , ή τον αριθμό των “σημαντικών κύκλων N (βλέπε ορισμούς στην υποενότητα 4.1.0), είτε (β) τα σεισμολογικά χαρακτηριστικά του σεισμού που προκάλεσε το επιταχυνσιογράφημα όπως το μέγεθος M και την απόσταση από την εστία ή από το τεκτονικό ρήγμα του σεισμού, είτε (γ) τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους στο οποίο έγινε η μέτρηση. Ειδικά αναφέρουμε:

- Οι Ambraseys and Menu (1988) προτείνουν την παρακάτω σχέση που είναι συνάρτηση μόνον του λόγου a_c/a_{\max}

$$\log(u) = 0.90 + \log(1 - a_{c-\sigma}/a_{\max})^{2.53} (a_{c-\sigma}/a_{\max})^{-1.09} + 0.30t \quad (4.4.7\alpha)$$

όπου η μετακίνηση u είναι σε cm όπου t είναι μηδεν για πιθανότητα υπέρβασης 50%. Προβλέψεις της (4.4.7α) δίδονται στον πίνακα 4.4.1.

- Οι Richard and Elms (1979) δίδουν το άνω όριο της μετακίνησης για σεισμό μεγέθους $M=7.5$, με μία σχέση που εκτός του λόγου $a_{c-\sigma}/a_{\max}$ περιέχει την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης a_{\max} , και της ταχύτητας V_{\max} της σεισμικής διέγερσης:

$$u = 0.09 (V_{\max}^2 / a_{\max}) (a_{c-\sigma}/a_{\max})^{-4} \quad (4.4.7\beta)$$

όπου η μετακίνηση u είναι σε m.

- Οι Ambraseys and Srbulov (1993) δίδουν την μετακίνηση συναρτήσει του λόγου $a_{c-\sigma}/a_{\max}$ και των σεισμολογικών παραμέτρων (α) του μεγέθους M_s και (β) της απόστασης r από το ρήγμα του σεισμού :

$$\log(u) = -2.41 + 0.47 M_s - 0.010 r + \log[(1 - a_{c-\sigma}/a_{\max})^{2.64} (a_{c-\sigma}/a_{\max})^{-1.02}] + 0.58 p \quad (4.4.7\gamma)$$

όπου η μετακίνηση u είναι σε cm, η απόσταση r είναι σε Km και ο συντελεστής p εκφράζει την απόκλιση της σεισμικής μετακίνησης u (γιά δεδομένη τιμή των M_s , r και του λόγου $a_{c-\sigma}/a_{\max}$ στο μεγάλο αριθμό σεισμικών ταλαντώσεων $a(t)$ που ασκήθηκαν) και ισούται με 1 για μέγιστο όριο και με -1 για ελάχιστο. Η σχέση (4.4.7γ), που προβλέψεις της δίδονται στο πίνακα 4.4.2, έχει το πλεονέκτημα της απ'ευθείας

χρήσης των σεισμολογικών παραμέτρων μίας συγκεκριμένης περιοχής, που μπορούν να εκτιμηθούν από σεισμολογικές μελέτες.

- Ο Sarma (1999) προτείνει σχέση συναρτήσεως του λόγου $a_{c-\sigma}/a_{max}$, της κρίσιμης περιόδου T_k , και της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης a_{max} της ασκούμενης ταλάντωσης:

$$\log (4u / (a_{max} T_k^2)) = 1.07 - 3.83 a_{c-\sigma}/a_{max} \quad (4.4.7\delta)$$

(δ). Γενικά συμπεράσματα των λύσεων

Από τις λύσεις που δόθηκαν παραπάνω, εξάγονται τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα για τη μετακίνηση που προκαλείται από σεισμική διέγερση σε σώμα-σε-κεκλιμένο-επίπεδο :

(1). Η σεισμική μετακίνηση εξαρτάται πρωταρχικά από τον λόγο $a_{c-\sigma}/a_{max}$

(2). Η σεισμική μετακίνηση εξαρτάται επιπροσθέτως και από τις άλλες παραμέτρους της σεισμικής ταλάντωσης. Ειδικά, εξαρτάται από (α) τη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης (για συγκεκριμένη τιμή του λόγου $a_{c-\sigma}/a_{max}$), (β) τη μέγιστη ταχύτητα, (γ) τη δεσπόζουσα “κύρια” περίοδο, και (δ) τον αριθμό των “σημαντικών” κύκλων της σεισμικής ταλάντωσης. Από τις (α) έως (δ), την μεγαλύτερη επίδραση την έχει η περίοδος της σεισμικής διέγερσης. Επίσης η σεισμική μετακίνηση εξαρτάται από τις (αντίστοιχες) σεισμολογικές και γεωτεχνικές παραμέτρους, δηλαδή το μέγεθος και την απόσταση από το ρήγμα του σεισμού και τις επιτόπου εδαφικές συνθήκες.

(3). Οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μικρές (μικρότερες από περίπου 5cm), σε περίπτωση που ο λόγος $a_{c-\sigma}/a_{max}$ είναι μεγαλύτερος από 0.5, εκτός από θέσεις πολύ κοντά στο τεκτονικό ρήγμα του σεισμού (π.χ. $r < 5\text{Km}$) σε συνδυασμό με σεισμό πολύ μεγάλου μεγέθους (π.χ. $M > 7$). Οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μεγάλες (μεγαλύτερες από περίπου 10cm) όταν ο λόγος $a_{c-\sigma}/a_{max}$ είναι μικρότερος από περίπου 0.2.

(4). Η σεισμική μετακίνηση για δεδομένη κρίσιμη επιτάχυνση δεν εξαρτάται από τις διαστάσεις της επιφάνειας ολίσθησης (σε αντίθεση π.χ. με τις καθιζήσεις λόγω συνίζησης, που εξαρτώνται από το πάχος των χαλαρών στρωμάτων).

Πίνακας 4.4.1. Σεισμική μετακίνηση σε (cm) βάσει της (4.4.7α)

a_c/a_{max}	χ' (πιθανότητα υπέρβασης 50%)	(πιθανότητα υπέρβασης 1%)
0.1	75	400
0.2	26	120
0.3	12	70
0.4	5.9	30
0.5	2.9	13
0.6	1.4	7

Πίνακας 4.4.2. Σεισμική μετακίνηση βάσει των σεισμολογικών παραμέτρων του μεγέθους (M) και της εστιακής απόστασης (r) του σεισμού που προβλέπεται από την εξίσωση (3.4.7γ).

u (cm) M=5 για r= 5, 35, 50Km

a_c/a_{max}	ελάχιστο όριο	Μέση τιμή (πιθανότητα υπέρβασης 50%)	μέγιστο όριο
0.1	1.62, 1.02, 0.57	6.5, 3.9, 2.1	23.40, 14.76, 8.30
0.2	0.58, 0.37, 0.21	2.3, 1.4, 0.8	8.45, 5.33, 3.00
0.3	0.27, 0.17, 0.10	1.1, 0.7, 0.4	3.93, 2.48, 1.39
0.4	0.13, 0.09, 0.05	0.5, 0.3, 0.2	1.95, 1.23, 0.69
0.5	0.07, 0.04, 0.02	0.3, 0.2, 0	0.96, 0.61, 0.34
0.6	0.03, 0.02, 0.01	0.1, 0.0, 0.0	0.44, 0.28, 0.16

u (cm) M=6 για r= 5, 35, 50Km

a_c/a_{max}	ελάχιστο όριο	Μέση τιμή (πιθανότητα υπέρβασης 50%)	μέγιστο όριο
0.1	4.78, 3.01, 1.70	29, 12, 6.8	69.06, 43.57, 24.50
0.2	1.73, 1.09, 0.61	7.5, 4.7, 2.8	24.95, 15.76, 8.85
0.3	0.80, 0.51, 0.28	3.4, 2.0, 1.2	11.60, 7.32, 4.12
0.4	0.40, 0.25, 0.14	1.6, 1.0, 0.5	5.76, 3.63, 2.04
0.5	0.20, 0.12, 0.07	0.8, 0.5, 0.3	2.83, 1.79, 1.01
0.6	0.09, 0.06, 0.03	0.4, 0.2, 0.1	1.31, 0.82, 0.46

u (cm) M=7 για r= 5, 35, 50Km

a_c/a_{max}	ελάχιστο όριο	Μέση τιμή (πιθανότητα υπέρβασης 50%)	μέγιστο όριο
0.1	14.10, 8.90, 5.0	60, 35, 20	203.8, 128.59, 72.31
0.2	5.09, 3.21, 1.81	21, 12, 7	73.64, 46.46, 26.13
0.3	2.37, 1.49, 0.84	9.9, 6.0, 3.4	34.23, 21.60, 12.14
0.4	1.18, 0.74, 0.42	5.0, 3.0, 1.8	16.99, 10.72, 6.06
0.5	0.58, 0.37, 0.21	2.5, 1.6, 0.8	8.36, 5.28, 2.97
0.6	0.27, 0.17, 0.09	1.2, 0.7, 0.3	3.85, 2.43, 1.37

4.4.2 Γενικές αρχές της εφαρμογής της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο

(α). Μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης

Η προσομοίωση που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης φυσικών πρανών και εδαφικών κατασκευών με μεθοδολογία που περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια:

1. Υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης με εύρεση της κρίσιμης επιφάνειας, δηλαδή της επιφάνειας με την μικρότερη τιμή του a_c
2. Υπολογισμός ή επιλογή των οριζόντιων επιταχύνσεων, που θα ασκηθούν στο υπό έλεγχο πρανές.
3. Υπολογισμός των σεισμικών μετακινήσεων αντικαθιστώντας στις εξισώσεις (4.4.6) τις εκφράσεις για τη κρίσιμη και την ασκούμενη επιτάχυνση, με τις τιμές που υπολογίστηκαν στα 1. και 2.

Όπως θα περιγραφεί παρακάτω, για το παραπάνω στάδιο 1 της μεθοδολογίας, ο υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης σε φυσικά πρανή, φράγματα και επιχώματα εκτελείται με ευστάθεια πρανών. Στο στάδιο 3 χρησιμοποιούνται οι λύσεις που

αναφέρθηκαν στην υποενότητα 4.4.2γ. Όμως, όπως θα αναφερθεί στην 4.4.4, επειδή όπως αναφέρθηκε αυτές οι λύσεις παρουσιάζουν σημαντική απόκλιση ανάλογα με χαρακτηριστικά του επιταχυνσιογραφήματος, ορισμένες φορές η σεισμική μετακίνηση να υπολογίζεται αριθμητικά με την άσκηση του "αντιπροσωπευτικού" επιταχυνσιογραφήματος που προκύπτει από ισοδύναμα-γραμμική δυναμική ανάλυση στην εξίσωση (4.4.6).

Για το στάδιο 2 πρέπει να καθορισθεί η ασκούμενη σεισμική ταλάντωση (επιτάχυνση) στην επιφάνεια της ολίσθησης του υπό έλεγχο πρανούς. Συχνά εκτελείται μονοδιάστατη δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα SHAKE (βλέπε υποενότητα 4.1.4) και λαμβάνεται η ταλάντωση στο "μέσο" βάθος της επιφάνειας ολίσθησης. Εναλλακτικά, ορισμένες φορές χρησιμοποιούνται εμπειρικές σχέσεις, όπως αυτές που αναφέρθηκαν στην ενότητα 4.1.

(β). Εύρεση της αντοχής και της κρίσιμης επιτάχυνσης

Στην 4.3.1 περιγράφηκε συνοπτικά η συμπεριφορά του εδάφους υπό μονοτονική φόρτιση. και αναφέρθηκε ότι για τον υπολογισμό συνιστάται να λαμβάνεται αντοχή ίση με την τελική τιμή της, δηλαδή με τη τιμή που προκύπτει στο εργαστήριο για μεγάλη παραμόρφωση. Αυτό ισχύει και στη παρούσα περίπτωση, μιάς και η κρίσιμη επιτάχυνση αφορά αστοχία σε διάτμηση. Στην 4.3.1 περιγράφηκαν επίσης μέθοδοι εύρεσης της αντοχής του εδάφους και η ανάλυση ολικών τάσεων στη περίπτωση που αναπτύσσεται υπό αστράγγιστες συνθήκες σημαντική πίεση των πόρων κατά το σεισμό.

Με δεδομένη αντοχή και γεωμετρία, για τις περιπτώσεις σύνθετης γεωμετρίας, η εύρεση της κρίσιμης επιτάχυνσης, μπορεί να γίνει με πρόγραμματα ευστάθειας πρανών που είναι διαθέσιμα στον γεωτεχνικό μηχανικό. Σε περίπτωση που το πρόγραμμα υπολογίζει μόνον το συντελεστή ασφαλείας και έχει την δυνατότητα άσκησης οριζόντιας δύναμης (π.χ. λόγω σεισμού), η κρίσιμη επιτάχυνση μπορεί να υπολογισθεί ως ο συντελεστής οριζόντιας αδρανειακής δύναμης που δίδει συντελεστή ασφαλείας ίσο με την μονάδα.

4.4.3 Βελτιώσεις και επεκτάσεις της μεθόδου σώματος-σε-κεκλιμένο επίπεδο:

(α). Εισαγωγή

Έχουν γίνει πολλές προσπάθειες τροποποίησης της μεθόδου σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, και της αντίστοιχης μεθοδολογίας που περιγράφηκε παραπάνω, για τη βελτίωση της πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης πρανών. Παρακάτω περιγράφονται οι τροποήσεις που θεωρούνται οι πλέον σημαντικές.

(β). Η επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης στις μόνιμες μετακινήσεις

Στις προηγούμενες αναλύσεις για το υπολογισμό των μετακινήσεων ελήφθη μόνο η οριζόντια συνιστώσα της επιτάχυνσης. Η επίδραση της ταυτόχρονης άσκησης της κατακόρυφης και οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης στη μόνιμη μετακίνηση σώματος-σε-κεκλιμένο-επίπεδο έχει μελετηθεί από αρκετούς ερευνητές (π.χ. Zarrabi-Kashani, 1979, Aneroussis, 1995). Έχουν δε καταλήξει στο συμπέρασμα ότι η επίδραση της κατακόρυφης επιτάχυνσης δεν είναι καθοριστική. Η επίδραση αυξάνεται με τη μείωση της σεισμικής μετακίνησης και μεταβάλλει τη μετακίνηση λιγότερο από περίπου +/- 30%.

(γ). Η επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας με τη παραμόρφωση

Η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο υποθέτει ότι το σώμα ολισθαίνει σε ενιαίο κεκλιμένο επίπεδο. Αυτή η παραδοχή θεωρεί ότι η κλίση της ολίσθησης δεν

αλλάζει με την μετακίνηση. Αυτό όμως αποτελεί απλοποίηση που θεσπίστηκε για να διευκολύνει την ανάλυση. Σε πρανή που ολισθαίνουν λόγω σεισμού η μείωση της “μέσης” κλίσης κατά τη διάρκεια της σχετικής μετακίνησης του πρανούς είναι σχεδόν ο κανόνας και ωφείλεται στο ότι σώματα κινούνται προς θέσεις μικρότερης δυναμικής ενέργειας. Σε αυτή τη περίπτωση η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δίνει μεγαλύτερες (δηλαδή συντηρητικές) τιμές της σεισμικής μετακίνησης.

Ο Σταματόπουλος (1996) εξέτασε την περίπτωση αλυσίδας που ολισθαίνει σε επιφάνεια με διαρκώς μειούμενη κλίση (Σχ. 4.4.3). Παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν ότι η επίδραση (α) έχει νόημα όταν υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° και η (β) αλλάζει σημαντικά τη σεισμική μετακίνηση όταν η σεισμική μετακίνηση είναι σημαντική εν σχέσει με το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, ή σε πρανή με μήκος μικρότερο των 100m για $a_c/a_{max} < 0.3$. Η αντίστοιχη τιμή της μετακίνησης για την οποία εμφανίζεται αυτή η επίδραση είναι της τάξης των 10cm. Το Σχ. 4.4.4 δίνει μειωτικούς συντελεστές στις προβλέψεις της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο που εκτιμήθηκαν από το μοντέλο για τυπικά πρανή και σεισμούς για τη περιγραφή του φαινομένου.

(δ). Μεγάλη σεισμική μετακίνηση λόγω ρευστοποίησης

Οι Stamatopoulos et al (2000) προτείνει σύστημα που αποτελείται από δύο σώματα που κινούνται σε διαφορετικά επίπεδα κατά έναν κυματικά αποδεκτό τρόπο (Σχ 4.4.5). Καθώς μετακινείται το σύστημα, μάζα μεταβιβάζεται από το άνω σώμα στο κάτω. Αυτό το σύστημα συνιστάται να εφαρμόζεται στη περίπτωση μεγάλης σεισμικής μετακίνησης, όπου, όπως αναφέρθηκε η προσομοίωση σώματος-σε-κεκλιμένο επίπεδο περιέχει σημαντικό λάθος. Αφού το μοντέλο αφορά μεγάλες σεισμικές μετακινήσεις που συνήθως σχετίζονται με ρευστοποίηση κορεσμένης άμμου, σε κάθε επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται μηδενική τριβή και συνοχή c ίση με την αστράγγιστη αντοχή του εδάφους, c_u . Οι παράμετροι του μοντέλου χωρίζονται σε παραμέτρους (α) αρχικών μαζών και βαρών, (β) αρχικής γεωμετρίας, (γ) αντοχής και (δ) των ειδικών βαρών της μάζας που μετακινείται από το δεύτερο σώμα στο πρώτο. Ειδικότερα, πρέπει να ορισθούν (α) τα m_{10} , m_{20} και W_{10} , W_{20} , (β) τα α_1 , α_2 , b_{10} , b_{20} , d_2 , δ_2 , θ , (γ) τα c_1, c_2 , c_i και (δ) τα γ_t γ_b του Σχ. 4.4.5. Λόγω δε της κυματικής, το μοντέλο προβλέπει ότι ο λόγος της σχετικής μετακίνησης των δύο σωμάτων u_1 και u_2 δίνεται από τη σχέση

$$u_1 / u_2 = du_1 / du_2 = \cos(-\delta-\alpha_2) / \cos(-\delta-\alpha_1) \quad (4.4.8)$$

Οι Stamatopoulos et al (2001) εκτέλεσαν παραμετρικές αναλύσεις για να μελετήσουν την επίδραση της μεταβολής της κλίσης με αυτό το μοντέλο. Οι αναλύσεις (Σχ. 4.4.6) έδειξαν ότι η επίδραση δεν είναι σημαντική όταν $a_c/a_{max} > 0.3$, ενώ αυξάνεται με τη μείωση του λόγου a_c/a_{max} και τη μείωση του μήκους της επιφάνειας ολίσθησης.

Οι Stamatopoulos et al (2000) ανέλυσαν τη σεισμική μετακίνηση τεσσάρων πρανών φραγμάτων λόγω ρευστοποίησης. Η σεισμική μετακίνηση ήταν σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερη των 5m. Οι ανάδρομες αναλύσεις έδειξαν ότι σε αυτές τις μεγάλες σεισμικές μετακινήσεις, εφόσον υπάρξει (λόγω του σεισμού) ενεργοποίηση της αστράγγιστης αντοχής του εδάφους, η διέγερση δεν επηρεάζει τη σεισμική μετακίνηση.

Περισσότερο ολοκληρωμένο μοντέλο σώματος με επιφάνεια με πολλές κλίσεις έχει προταθεί από τους Sarma and Chlimitzas (2001).

(ε) Επίδραση των καταστατικών εξισώσεων

Γενικά

Η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο θεωρεί ότι η συμπεριφορά του εδάφους είναι απαραμόρφωτη-τέλεια πλαστική. Όμως, η συμπεριφορά του εδάφους είναι πολύ περισσότερο πολύπλοκη (Σχ. 4.3.1). Αναφέρθηκε επίσης ότι για τη πρόβλεψη της συμπεριφοράς με αυτό το απλό μοντέλο συνιστάται να λαμβάνεται η τελική αντοχή του εδάφους.

Όπως φαίνεται στο Σχ. 4.3.1 αυτή η απλουστευμένη παραδοχή δεν λαμβάνει υπόψη (α) το αρχικό τμήμα της μονοτονικής φόρτισης πριν την αστοχία, (β) την πλαστική παραμόρφωση που συσσωρεύεται κατά τις διαδοχικές φορτίσεις-αποφορτίσεις-επαναφορτίσεις χωρίς ή πριν την αστοχία λόγω της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης και (γ) την αύξηση και κατόπιν μείωση της διατμητικής αντίστασης (strain softening) πριν την αστοχία, σε εδάφη που αυτή η συμπεριφορά παρατηρείται. Μη θεώριση των (α) και (β) δεν είναι συντηρητικό. Μη θεώρηση του (γ) είναι συντηρητικό. Μείωση του λόγου a_c/a_{max} φέρνει το έδαφος περισσότερο κοντά στην αστοχία πριν το σεισμό. Ο (α) μειώνεται, και για λόγο $a_c/a_{max}=0$ μηδενίζεται. Οι άλλοι παράγοντες δεν μεταβάλλονται σημαντικά. Συμπεραίνεται ότι η συντηρητικότητα των απλών μεθόδων αυξάνεται με τη μείωση του λόγου a_c/a_{max} .

Ενδεικτικό προκαταρκτικό μοντέλο και συγκρίσεις

Το Παράρτημα Β περιγράφει μέθοδο σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο που μοντελοποιεί την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους που αναπτύχθηκε από τον Σταματόπουλο (Stamatoroulos et al, 2001). Στο μοντέλο, η κύρια παράμετρος που διαφοροποιεί τη συμπεριφορά του εδάφους είναι ο λόγος σ_c/σ_o' , όπου σ_o' είναι η ασκούμενη τάση πριν την ανακύκλιση και σ_c είναι η ενεργή τάση στην κρίσιμη κατάσταση υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ο λόγος σ_c/σ_o' αυξάνεται με την αύξηση της πυκνότητας, ή αντίστοιχα του OCR του εδάφους. Ο λόγος $\sigma_c/\sigma_o' = 0.5$ αντιστοιχεί περίπου σε έδαφος με OCR=1.

Το Παράρτημα Β περιγράφει τυπικές προβλέψεις του μοντέλου σε σχέση με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο που θεωρεί ότι η συμπεριφορά του εδάφους είναι απαραμόρφωτη-τέλεια πλαστική. Ειδικότερα, το μοντέλο, σε συμφωνία με την παραπάνω συζήτηση, προβλέπει ότι:

- Σε πυκνές άμμους ($\sigma_c/\sigma_o' > 1$) υπό αστράγγιστες συνθήκες δεν υπάρχει “strain softening” και οι προβλέψεις της απλής μεθόδου σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο με γωνία τριβής ίση με την τελική γωνία τριβής του ελαστοπλαστικού μοντέλου, δεν είναι πάντα συντηρητικές. Όμως η συντηρητικότητα της απλής μεθόδου αυξάνεται με την αύξηση της πυκνότητας του εδάφους (ή του λόγου σ_c/σ_o'), επειδή οι ελαστοπλαστικές προβλέψεις δίνουν μικρότερη σεισμική μετακίνηση (ενώ οι προβλέψεις της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο που θεωρεί ότι η συμπεριφορά του εδάφους είναι απαραμόρφωτη-τέλεια πλαστική δεν μεταβάλλονται).

- Σε χαλαρές άμμους ($\sigma_c/\sigma_o' < 1$) υπό αστράγγιστες συνθήκες υπάρχει “strain softening”. Η τελική γωνία τριβής αντοχή μπορεί να είναι μεγαλύτερη από την κλίση του σώματος και άρα δεν μπορεί να συγκριθεί η πρόβλεψη της ελαστοπλαστικής μεθόδου με προβλέψεις της απλοποιημένης μεθόδου συναρτήσει της τελικής γωνίας τριβής. Εναλλακτικά, οι προβλέψεις της ελαστο-πλαστικής μεθόδου συγκρίνονται με προβλέψεις της απλής, με όμοια τελική διατμητική αντοχή (που ισούται με $\{\sigma_{tan\phi}\}$). Υπό αυτήν την προϋπόθεση, σε πολύ χαλαρές άμμους ($\sigma_c/\sigma_o' < 1$) επειδή υπάρχει “strain softening” οι προβλέψεις της απλής μεθόδου είναι συντηρητικές. Όμως οι προβλέψεις της ελαστο-πλαστικής μεθόδου δεν είναι συντηρητικές στη περίπτωση που $\sigma_c/\sigma_o' = 1$, επειδή δεν υπάρχει strain softening.

- Υπό στραγγισμένες συνθήκες, σε χαλαρές άμμους ($\sigma_c/\sigma_o' < 1$) δεν υπάρχει “strain softening”, και οι προβλέψεις της απλής μεθόδου σώματος-σε-κεκλιμένο-επίπεδο, με γωνία τριβής ίση με την τελική γωνία τριβής του ελαστοπλαστικού μοντέλου, δεν είναι

συντηρητικές. Όμως, με την αύξηση του λόγου σ_c/σ_o' , η ελαστο-πλαστική μέθοδος προβλέπει μεγαλύτερη μέγιστη αντίσταση και άρα strain softening, και άρα η συντηρητικότητα των απλών μεθόδων αυξάνεται.

Το Παράρτημα Β δίνει ενδεικτικές αποκλίσεις του προτεινόμενου μοντέλου με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο σε κάθε περίπτωση. Παρατηρείται ότι οι λόγοι των προβλέψεων κυμαίνονται σε μεγάλα όρια και απειρίζονται όταν ο λόγος a_c/a_{max} τείνει στη μονάδα. Όμως, η διαφορά των δύο μεθόδων κυμαίνεται σε λογικά πλαίσια. Πρέπει όμως να αναφερθεί ότι επειδή το μοντέλο είναι σε προκαταρκτικό στάδιο, οι συγκρίσεις είναι ενδεικτικές.

(ζ). Ειδικές γεωμετρίες

Στη περίπτωση ειδικών γεωμετριών, μοντέλα που προβλέπουν την σεισμική μετακίνηση και βασίζονται στη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο έχουν προταθεί. Τα σημαντικότερα περιγράφονται παρακάτω.

Τοίχοι βαρύτητας

Για τη γεωμετρία τοίχων βαρύτητας οι Richard and Elms (1979) προτείνουν μέθοδο εκτίμησης της κρίσιμης επιτάχυνσης και, από την κρίσιμη επιτάχυνση τη σεισμική μετακίνηση. Ειδικά προτείνουν τη σχέση (4.4.7β) για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης.

Οι Whitman and Liao (1984) συγκρίνουν προβλέψεις της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο με αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με επιφάνεια ολίσθησης και συμπεραίνουν ότι η μέθοδος Richards – Elms λόγω των απλοποιητικών παραδοχών της δεν λαμβάνει υπόψιν ορισμένες παραμέτρους της συμπεριφοράς τοίχων αντιστήριξης σε σεισμό. Τα πλέον κρίσιμα από αυτά είναι η δυναμική απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους, η κινηματική του προβλήματος και η στροφή του τοίχου. Καταλήγουν δε να προτείνουν για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης από τη κρίσιμη επιτάχυνση a_c και τη μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση a_{max} και ταχύτητα V_{max} τη σχέση του Wong (1982):

$$u = 37 [V_{max}^2 / a_{max} g] \exp (-9.4 a_c/a_{max}) \quad (4.4.9)$$

Εναλλακτικά, οι Nadim and Whitman (1983) προτείνουν την σχέση που προβλέπει μεγαλύτερη μετακίνηση ως

$$u = [V_{max}^2 / a_{max}] \exp (-9.4 [0.66 - a_c/a_{max}]) \quad (4.4.10)$$

Οι Stamatopoulos and Velgaki (2001) προτείνουν σύστημα που αποτελείται από δύο σώματα, τον τοίχο και τη κρίσιμη σφήνα στο αντιστηριζόμενο έδαφος για τη προσομοίωση της σεισμικής μετακίνησης τοίχων βαρύτητας (Σχ. 4.4.7). Η κλίση της επιφάνειας ολίσθησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος υπολογίζεται με το νόμο της οριακής ισορροπίας (που θεωρεί ότι η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης αντιστοιχεί στην μικρότερη κρίσιμη επιτάχυνση). Θεωρείται ότι το σύστημα κινείται με ομοιόμορφη ταχύτητα και προβλέπεται η σεισμική μετακίνηση του τοίχου στη περίπτωση ακόρεστου εδάφους. Στη γενική μορφή, οι παράμετροι του μοντέλου είναι (α) χαρακτηριστικά του τοίχου: το βάρος του W_w , η κλίση της βάσης του, a_w , η κλίση του στην επαφή του με το αντιστηριζόμενο έδαφος, $(90^\circ - \delta)$ και το πλάτος της βάσης του, b_w και (β) χαρακτηριστικά του αντιστηριζόμενου εδάφους: η κλίση του με την οριζόντιο, θ , το ειδικό του βάρος, γ , και το ύψος σε επαφή με τον τοίχο, H . Η αντοχή του συστήματος ορίζεται από τη τριβή και συνοχή (i) του αντιστηριζόμενου εδάφους, ϕ_B and c_B , (ii) στη επιφάνεια μεταξύ του τοίχου και του εδάφους θεμελίωσης ϕ_w and c_w , και (iii) στην επιφάνεια μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους ϕ_i

and c_i . Η εξίσωση κίνησης του συστήματος δίνει ότι η σεισμική μετακίνηση του τοίχου δίνεται ως

$$d^2u/dt^2 = Z (a(t) - a_c) \quad \text{για} \quad du/dt > 0 \quad (4.4.11)$$

όπου ο συντελεστής Z εξαρτάται από όλες τις παραμέτρους του μοντέλου.

Η κρίσιμη επιτάχυνση του συστήματος είναι ακριβώς η ίδια με αυτήν των Richard and Elms, ενώ η σεισμική μετακίνηση, διαφέρει από τη μέθοδο σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο από το συντελεστή Z , και είναι διαφορετική της λύσης των Richard and Elms. Παραμετρικές αναλύσεις έχουν δείξει ότι η παράμετρος Z είναι συνήθως μικρότερη, αλλά κοντά στη μονάδα.

Επίσης η μέθοδος των Stamatopoulos and Velgaki έχει επεκταθεί (Stamatopoulos et al, 2001), ώστε να περιγράφει τη μεταβολή της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου εδάφους με τη μετακίνηση, που επηρεάζει τη σεισμική μετακίνηση στη περίπτωση μεγάλης μετακίνησης (Σχ.4.4.7). Η μεταβολή της γεωμετρίας προσομοιώνεται βάσει της κινηματικής των δύο σωμάτων (εξίσωση (4.4.8) και εφαρμογή του της νόμου οριακής ισορροπίας σε κάθε διάστημα dt . Οι Stamatopoulos et al (2001) εκτέλεσαν παραμετρικές αναλύσεις για να μελετήσουν την επίδραση της μεταβολής της κλίσης με αυτό το μοντέλο. Οι αναλύσεις (Σχ. 4.4.8) έδειξαν ότι η επίδραση δεν είναι σημαντική όταν $a_c/a_{\max} > 0.3$, ενώ αυξάνεται με τη μείωση του λόγου a_c/a_{\max} και τη μείωση του ύψους του τοίχου.

Επιφανειακές θεμελιώσεις

Η κρίσιμη επιτάχυνση θεμελίων έχει διερευνηθεί με διάφορες μεθόδους (π.χ. Sarma, 1990, Soubra, 1999). Ορισμένες από αυτές λαμβάνουν υπόψη την κινηματική του θεμελίου (Soubra, 1999). Αυτές οι μέθοδοι έχουν προεκταθεί ώστε να προβλέπουν την σεισμική μετατόπιση του θεμελίου (Sarma and Chlimitzas, 2001). Αυτές οι μέθοδοι μπορούν να εφαρμοσθούν για τη πρόβλεψη της σεισμικής καθίζησης με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο. Όμως, οι μέθοδοι δεν μπορούν να λαβουν υπόψιν με εύχρηστο τρόπο την οποιαδήποτε θέση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, που είναι καίρια στη επίδραση των επιτόπου συνθηκών στη σεισμική καθίζηση και στροφή του θεμελίου.

Οι Acacio et al (2001) προτείνουν μέθοδο που προβλέπει την καθίζηση θεμελίου λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους. Η μέθοδος είναι ενεργειακή, και δεν θεωρεί κίνηση σε επιφάνεια ολίσθησης, αλλά ορισμένη συνάρτηση που δίνει τη μεταβολή της μετακίνησης με την απόσταση από το θεμέλιο και το βάθος. Η μέθοδος είναι εύχρηστη, γιατί θεωρεί παραμέτρους, όπως το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα, το πάχος του ρευστοποιημένου εδάφους και την αντοχή του εδάφους πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, που προσομοιώνουν με εύχρηστο τρόπο το πρόβλημα της καθίζησης θεμελίου λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους

Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι μέθοδος που να προβλέπει τη στροφή των θεμελιώσεων που έχει παρατηρηθεί σε πρόσφατους σεισμούς (π.χ στις πόλεις Luzon και Adapazarı και περιγράφονται από τους Acacio et al, 2001 και Yoshida et al, 2001), δεν βρέθηκε στη βιβλιογραφία.

(η) επίδραση της ταχύτητας στην αντοχή των αργίλων και άρα και στη σεισμική μετακίνηση

Στους αργίλους, η μεταβολή της αντοχής με την ταχύτητα της παραμόρφωσης μπορεί να είναι σημαντική. Έχει μελετηθεί από αρκετούς ερευνητές. Οι Tika et al (1993) συνδυάζουν εμπειρικό μοντέλο που προβλέπει την μεταβολή της αντοχής με την ταχύτητα της παραμόρφωσης όπως έχει μετρηθεί στο εργαστήριο με τη

προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και προβλέπουν ενδεικτικές σεισμικές μετακινήσεις αργιλικών πρανών σε σεισμό. Εκτιμάται ότι αυτή η επίδραση μπορεί να ληφθεί υπόψιν προσεγγιστικά με ανάλυση με την εξίσωση (4.4.6), αλλά χρησιμοποιώντας για την αντίσταση του εδάφους την αντίσταση του εδάφους στη μέση ταχύτητα κατά την ολίσθηση.

4.4.4 Εφαρμογές που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία

(α) Γενικά

Η εκτίμηση της ακρίβειας πρόβλεψεων της επιτόπου συμπεριφορά με απλοποιημένες μεθόδους είναι δύσκολη επειδή (α) υπάρχουν πολλές παράμετροι που επηρεάζουν την πρόβλεψη που ορισμένες φορές δεν είναι γνωστές με ακρίβεια και (β) αυτές οι παράμετροι υπολογίζονται με διαφορετικές μεθόδους από διάφορους ερευνητές. Γι' αυτό το λόγο πρώτα θα αναφερθούμε στη σύγκριση απλών μεθόδων με αποτελέσματα αριθμητικών μεθόδων. Κατόπιν θα συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των απλών μεθόδων με επιτόπου μετρήσεις.

Οι αναλυτικές μέθοδοι που περιγράφηκαν παραπάνω έδειξαν ότι υπάρχουν περιπτώσεις σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε που πρέπει να εξετασθούν χωριστά: (α) περίπτωση μη σημαντικής μεταβολής της γεωμετρίας και αντοχής, (β) περίπτωση σημαντικής μεταβολής της γεωμετρίας κατά την ολίσθηση χωρίς μείωση της αντοχής (ή ρευστοποίηση), (γ) ολίσθηση λόγω εκτεταμένης μείωσης της αντοχής του εδάφους (συνήθως εξ' αιτίας ρευστοποίησης) και (δ) καθίζηση και στροφή θεμελιώσεων κτιρίων λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους. Η περίπτωση (β) έχει νόημα όταν υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° . Τότε, οι περιπτώσεις (α) και (β) μπορούν να διαχωρισθούν σύμφωνα με το Σχ. 4.4.4, ανάλογα με το συνδυασμό του λόγου a_c/a_{max} και του μήκους της επιφάνειας ολίσθησης του πρανούς. Εάν αυτά δίνουν τιμή του μειωτικού συντελεστή S_f/S_{f-o} μικρότερο από 0.9, τότε έχουμε τη περίπτωση (β), ειδάλλως έχουμε τη περίπτωση (α).

Σύγκριση με αποτελέσματα αριθμητικών μεθόδων βρέθηκαν στη βιβλιογραφία μόνον για τη περίπτωση (α), ενώ με αποτελέσματα επιτόπου μετρήσεων μόνον για τις περιπτώσεις (α), (γ) και (δ). Θα εξετασθούν παρακάτω ξεχωριστά.

(β). Σύγκριση με αποτελέσματα αριθμητικών μεθόδων – περίπτωση (α)

Επίδραση των καταστατικών εξισώσεων στη σεισμική μετακίνηση της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο

Οι Lopez-Caballero and Modaressi (2001) συνέκριναν τη σεισμική μετακίνηση που προβλέπει η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (και σταθερή αντοχή) με την αντίστοιχη που προσομοιώνει το σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο με ελαστοπλαστικό μοντέλο και πεπερασμένα στοιχεία. Συγκεκριμένα, χρησιμοποίησα το λογισμικό "GEFDYN" της Ecole Centrale Paris, και το ελαστοπλαστικό μοντέλο Hujreau που βασίζεται στη θεωρία κρίσιμης κατάστασης. Ο λόγος a_c/a_{max} υπολογίζεται από τη τελική αντοχή του εδάφους, είτε τριβής στην περίπτωση ακόρεστου εδάφους, είτε αστράγγιστης διατμητικής στην περίπτωση εδάφους κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα. Όπως φαίνεται στον πίνακα 4.4.3, η σύγκριση έδειξε ότι η ελαστοπλαστική λύση δίνει μεγαλύτερες μετακινήσεις, προφανώς επειδή λαμβάνεται υπόψιν η παραμόρφωση πριν από την θραύση. Υπό στραγγισμένες συνθήκες, η μέγιστη διαφορά της απόκλισης των δύο μεθόδων είναι 18cm. Υπό αστράγγιστες η μέγιστη διαφορά της ελαστοπλαστικής μεθόδου είναι τα 6cm.

Πίνακας 4.4.3. Σεισμική μετακίνηση (σε cm) που προβλέπουν οι Lopez-Caballero and Modaressi (2001) με σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο και ελαστο-πλαστική συμπεριφορά που προσομοιώνεται με παπτερασμένα στοιχεία, και σύγκριση με την αντίστοιχη μετακίνηση που προβλέπει η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (και σταθερή αντοχή) και ίδια τελική αντοχή

(α) Συνθήκες πλήρους στράγγισης συναρτήσει του ϕ για OCR=1

Λόγος a_c/a_{max}	Συνθήκες πλήρους στράγγισης Ελαστο-πλαστική	Μέθοδος Newmark (άκαμπτη-τέλεια πλαστική)	Διαφορά
0.42	20	2	18
0.48	18	1	17
0.59	15	0	15
0.64	10	0	10
0.78	9	0	9
0.9	7	0	7

(α) Αστράγγιστες συνθήκες συναρτήσει του c_u για OCR=1, 2

Λόγος a_c/a_{max}	Αστράγγιστες Συνθήκες Ελαστο-πλαστική	Μέθοδος Newmark (άκαμπτη-τέλεια πλαστική)	Διαφορά
0.22	21 (OCR=1)	20	1
0.26	18	15	3
0.30	10	5	5
0.53	7 (OCR=2)	1	6
0.59	5	0	5
0.64	3	0	3
0.72	2	0	2
0.78	1	0	1
0.81	1	0	1
0.9	2	0	2

Επίδραση της παραδοχής δύο σταδίων

Οι Gazetas and Uddin (1994) συνέκριναν τη σεισμική μετακίνηση σε επιφάνεια ολίσθησης πρηνών με τις παρακάτω μεθόδους: (α) ενός σταδίου όπου μέσο ελαστικό με επιφάνεια ολίσθησης που συμπεριφέρεται απαραμόρφωτα –τέλεια πλαστικά και (β) δύο σταδίων όπου η ασκούμενη επιτάχυνση προβλέπεται με ελαστική δυναμική ανάλυση και κατόπιν η σεισμική μετακίνηση προβλέπεται με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο. Υπενθυμίζεται ότι η μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης που αναφέρθηκε στην 4.4.2 αντιστοιχεί στην ανάλυση (β).

Οι Gazetas and Uddin (1994) παρατήρησαν ότι η σεισμική μετακίνηση των δύο μεθόδων είναι παρόμοια, εκτός στη περίπτωση που η δεσπόζουσα συχνότητα της ασκούμενης ταλάντωσης είναι παρόμοια με την ιδιοσυχνότητα του μέσου. Ειδικά, παρατήρησαν ότι όταν ασκείται αρμονική ταλάντωση, ο λόγος της προβλεφθείσας με τον τρόπο (β) μετακίνησης προς αυτήν που μετράται με τον τρόπο (α) είναι κοντά στην μονάδα εκτός όταν η συχνότητα της ασκούμενης ταλάντωσης είναι παρόμοια με την ιδιοσυχνότητα του μέσου, όπου ο λόγος της μετακίνησης των δύο μεθόδων μπορεί να λάβει τιμές μέχρι 4. Όταν δε ασκούνται επιταχυνσιογραφήματα σεισμών ο πίνακας 4.4.4 δίνει τις προβλέψεις των δύο μεθόδων. Παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις η ανάλυση δύο σταδίων προβλέπει μεγαλύτερη σεισμική μετακίνηση και άρα είναι συντηρητική.

Πίνακας 4.4.4. Σεισμική μετακίνηση (σε cm) που προβλέπουν οι Gazetas and Uddin (1994) με (α) ανάλυση ενός σταδίου και (β) δύο σταδίων.

(α). Επιφάνεια ολίσθησης Α (cm)

Σεισμός	Μέθοδος ενός Σταδίου	Μέθοδος δύο σταδίων	Λόγος, Διαφορά (cm)
San Salvador (1986)	55	55	1, 0
Coalinga (1983)	75	115	1.5, - 45
Imperial Valley (1979)	50	49	1, 1
Nicaragua (1973)	1	2	2, - 1
Morgan Hill (1984)	2	5	2.5, -3

(β). Επιφάνεια ολίσθησης Β (cm)

Σεισμός	Επιφάνεια ολίσθησης Β		Λόγος, Διαφορά (cm)
	Μέθοδος ενός Σταδίου	Μέθοδος δύο σταδίων	
San Salvador (1986)	18	18	1, 0
Coalinga (1983)	30	55	1.8, - 25
Imperial Valley (1979)	12	18	1.5, - 6
Nicaragua (1973)	0	0	-, 0
Morgan Hill (1984)	1	1	1, 0

(γ). Σύγκριση με επιτόπου μετρήσεις

- Περίπτωση (α).

Στη βιβλιογραφία βρέθηκαν αρκετές περιπτώσεις επιτυχούς πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης λόγω προσωρινής αστοχίας σε διάτμηση με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο στη περίπτωση μη σημαντικής μεταβολής της γεωμετρίας και αντοχής (περίπτωση (α)). Οι πλέον λεπτομερείς περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.4.5. Εφαρμογές πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης στη περίπτωση (α) με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο.

Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Ασκούμενη δυναμική τάση	Μέθοδος προσδιορισμού των παραμέτρων αντοχής και κρίσιμη επιτάχυνση	Μέγεθος της μετρηθείσας μετακίνησης/ και της πρόβλεψης	Μέθοδος υπολογισμού της επακόλουθης σεισμικής μετακίνησης
A. Η κατολίσθηση της 4ης Λεωφόρου στο Anchorage στον σεισμό της Αλάσκας του 1964 (Αλάσκα)	Stark and Contreras, 1998.	εκτιμώμενες μέγιστες επιταχύνσεις	Δοκιμές ταχείας διάτμησης (ring shear tests) υπό σταθερό όγκο	από 0.1 σε 5m / παρόμοια	Εμπειρική σχέση Makdissi and Seed για διαφορετικές αντοχές συναρτήσει της μετακίνησης
B. Συμπεριφορά του φράγματος Lower San Fernando στο σεισμό του Northridge	Davis and Bard, 1996.	Καταγραφ. Ταλαντώσεις, $a_{max}=0.28-0.90g$, $V_{max}=0.28-0.68m/s$.	εργαστηριακές δοκιμές με μεγάλο εύρος τιμών της αστράγγιστης αντοχής του εδάφους	από 1 σε 15cm/ παρόμοια	Αριθμητική ολοκλήρωση με αντοχή που μεταβάλλεται με τη μετακίνηση

Γ. Αστοχία επιχώματος γέφυρας στο σεισμό της Κοζάνης-Γρεβενών (Ελλάδα)	Tika and Pitilakis, 1999.	Μονοδιάστατη δυναμική ανάλυση $a_{max}=0.15g$	Τριαξονικές εργαστηριακές δοκιμές, $a_c=0$	1-2m / παρόμοια	Αριθμητική ολοκλήρωση
Δ. Ζημιές σε κρηπιδότοιχο στο σεισμό της Καλαμάτας (Ελλάδα)	Kotta et al, 1988.	Μονοδιάστατη δυναμική ανάλυση με το Shake: $a_m=2.65m/s^2$ $V_m=0.245m/s$	Τριαξονικές εργαστηριακές δοκιμές, $a_c=0.14g$	0.2-0.3m/ 0.25m	Εμπειρική σχέση των Richards και Elms (1979). Προστέθηκε διαδοχικά η σεισμική μετακίνηση του κάθε ογκόλιθου του τοίχου.
Ε. Κατολίσθηση στη περιοχή Purical στην Costa Rica	Al-Homoud and Tahtamon i, 2000	Εκτιμώμενο $a_{max}=0.16g$ $M=5.8$, $R=7km$)	Εργαστηριακές δοκιμές, $a_c=0.05g$	1m/ 0.5m	Εμπειρική σχέση των Nadim and Whitman
Ζ. Τρεις κατολισθήσεις στην Anretta λόγω του σεισμού της Irpinia	Al-Homoud, and Tahtamon i, 2000	Μετρηθέν $a_{max}=0.13g$, $V_{max}=0.135m/s$	Εργαστηριακές δοκιμές. $kco=0.02$, 0.04 , 0.08 για τις τρεις ολισθήσεις	1.5m (για $kco=0.02$) / 1.5m 0.5m(για $kco=0.04$) / 0.5m 0.15m (για $kco=0.08$)/ 0.25m	Εμπειρική σχέση των Nadim and Whitman
Η. Συμπεριφορά του Villita Dam	Gazetas and Uddin (1994)	Δυναμική ανάλυση $a_{max}=0.16g$	Εργαστηριακές δοκιμές, $a_c=0.25$	0.25m / 0.30m	Αριθμητική ολοκλήρωση

Σχολιασμός ορισμένων από τις παραπάνω περιπτώσεις και προβλέψεις δίνεται παρακάτω.

Πίνακας 4.4.6. Σχολιασμός προβλέψεων του πίνακα 4.4.5.

Περίπτωση	Σχολιασμός
Α. Η κατολίσθηση της 4ης Λεωφόρου στο Anchorage στον σεισμό της Αλάσκας του 1964 (Αλάσκα)	Η σεισμική μετακίνηση κυμαίνεται από 0.1 σε 5m, δηλαδή σε μεγάλα όρια, άρα είναι δύσκολο να εκτιμηθεί η ακρίβεια των προβλέψεων. Η σεισμική ταλάντωση υπολογίστηκε προσεγγιστικά. Η γεωμετρία είναι πολύπλοκη και δεν περιγράφεται επαρκώς. Η κρίσιμη επιτάχυνση υπολογίστηκε με απλοποιημένο μοντέλο.
Γ. Αστοχία επιχώματος γέφυρας στο σεισμό της Κοζάνης-Γρεβενών (Ελλάδα)	Η κρίσιμη επιτάχυνση υπολογίστηκε με απλοποιημένο μοντέλο. Επίσης δεν ελήφθη όμως υπόψη η μεταβολή της γεωμετρίας με τη μετακίνηση, που επειδή η μετακίνηση ήταν μεγάλη (της τάξης των 1-2m), εκτιμάται ότι επηρέασε τη σεισμική μετακίνηση.

Οι Al-Homoud and Tahtamoni (2000) συγκρίνουν την σεισμική μετακίνηση των περιπτώσεων Α, Β, Δ, Ε, Ζ με τις προβλέψεις διαφόρων εμπειρικών σχέσεων. Παρατηρούν ότι υπάρχει μεγάλη απόκλιση μεταξύ των προβλέψεων των εμπειρικών μεθόδων. Καταλήγουν δε στο συμπέρασμα ότι η εμπειρική μέθοδος των Nadim and Whitman προβλέπει με περισσότερη ακρίβεια τη σεισμική μετακίνηση (Ο συντελεστής συσχέτισης R^2 ισούται με 0.77).

Οι Lopez-Caballero and Modaressi (2001) συγκρίνουν τη σεισμική μετακίνηση των προβλέψεων που συλλέχθηκαν από τους Al-Homoud, and Tahtamoni (2000) με (α) την εμπειρική σχέση των Ambraseys and Menu και (β) τα αποτελέσματα των ελαστο-πλαστικών τους αναλύσεων που αναφέρθηκαν προηγουμένως (Σχ. 4.4.10). Στο σχήμα 4.4.10 προστίθεται και η περίπτωση που αναφέρεται στους Gazetas and Uddin (1994), όπου $a_c=0.25g$, $a_{max}=1g$, $u=0.25m$. Παρατηρείται ότι το ανώτατο όριο της σχέσης των Ambraseys and Menu, εάν επιπροσθέτως προστεθούν τα 18cm της διαφοράς των ελαστοπλαστικών μεθόδων που αναφέρθηκε στην 4.4.4β, αποτελεί συντηρητικό όριο στην σεισμική μετακίνηση που (α) έχει μετρηθεί στο πεδίο και (β)

προβλέπεται από τις ελαστο-πλαστικές μεθόδους (Αυτό δεν ισχύει για τη μέση τιμή της σχέσης των Ambraseys and Menu).

- Περίπτωση (γ).

Βρέθηκαν περιπτώσεις επιτυχούς πρόβλεψης μεγάλης σεισμικής μετακίνησης λόγω εκτεταμένης μείωσης της αντοχής του εδάφους εξ' αιτίας ρευστοποίησης (περίπτωση (γ) με τη προσομοίωση σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα. Περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα. Επειδή στην αστάγγιστη αντοχή του εδάφους υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα, προβλέπεται αυτή η τιμή κατά την ανάδρομη ανάλυση και συγκρίνεται με το εύρος των τιμών που αντιστοιχούν στην μετρηθείσα τιμή στο εργαστήριο ή στη τιμή που εκτιμήθηκε βάσει αποτελεσμάτων της δοκιμής SPT και την σχέσει των Seed and Harder (1990). Παρατηρείται ότι η αντοχή που υπολογίζεται με την ανάδρομη ανάλυση βρίσκεται εντός των ορίων. Εξαίρεση αποτελεί η τελευταία περίπτωση πρόβλεψης. Σχολιασμός ορισμένων από αυτές τις προβλέψεις δίνεται στον πίνακα 4.4.7.

Πίνακας 4.4.7. Εφαρμογές πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης στη περίπτωση (γ) με τη προσομοίωση σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα

Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Τύπος κατασκευής	Τύπος εδάφους και κορεσμός	Μέθοδος προσδιορισμού της αντοχής του εδάφους	Μετρηθείσα/Υπολογισθείσα αστάγγιστη αντοχή (KPa)
2.2.5. Συμπεριφορά του φράγματος Lower San Fernando στο σεισμό του San Fernando (ΗΠΑ)	Stamatopoulos et al, 2000.	φράγμα	άμμος που ρευστοποιήθηκε	με εργαστηριακές δοκιμές	19-38 / 24
2.2.9. Το φράγμα "La Marquesa" στο σεισμό της Χιλής του 1985 - το ανάντη τμήμα	Stamatopoulos et al, 2000.	φράγμα	άμμος που ρευστοποιήθηκε	εκτίμηση βάσει του SPT (N1(60))=4)	4-16 / 8
2.2.9. Το φράγμα "La Marquesa" στο σεισμό της Χιλής του 1985 - το κατόντη τμήμα	Stamatopoulos et al, 2000.	φράγμα	άμμος που ρευστοποιήθηκε	εκτίμηση βάσει του SPT (N1(60))=9)	13-28 / 9
2.2.10. Το φράγμα "La Palma" στο σεισμό της Χιλής του 1985	De Alba et al, 1988. Stamatopoulos et al, 2000.	φράγμα	άμμος που ρευστοποιήθηκε	εκτίμηση βάσει του SPT (N1(60))=3)	6-14 / 7

Πίνακας 4.4.8. Σχολιασμός των προβλέψεων του πίνακα 4.4.7.

Περίπτωση	Σχολιασμός
2.2.5. Συμπεριφορά του φράγματος Lower San Fernando στο σεισμό του San Fernando (ΗΠΑ)	Λόγω της μεγάλης μετακίνησης (46m), η πρόβλεψη δεν εξαρτάται από τη σεισμική διέγερση, ή τη συμπεριφορά του εδάφους πριν τη ρευστοποίηση.
2.2.9. Το φράγμα "La Marquesa" στο σεισμό της Χιλής του 1985 - το κατόντη τμήμα	Επειδή δεν εκτελέστηκε πρόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών, υπάρχουν σημαντικές αβεβαιότητες στην επιτόπου αστάγγιστη αντοχή πρόβλεψη. Λόγω της μεγάλης μετακίνησης (5m), η πρόβλεψη δεν εξαρτάται σημαντικά από τη σεισμική διέγερση, ή

	τη συμπεριφορά του εδάφους πριν τη ρευστοποίηση. Λόγω των περιορισμών του μοντέλου, πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα χρησιμοποιήθηκε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, αντί για την αντοχή ακόρεστου εδάφους
2.2.10. Το φράγμα "La Palma" στο σεισμό της Χιλής του 1985	Λόγω της μεγάλης μετακίνησης (7m), η πρόβλεψη δεν εξαρτάται σημαντικά από τη σεισμική διέγερση, ή τη συμπεριφορά του εδάφους πριν τη ρευστοποίηση. Λόγω των περιορισμών του μοντέλου, πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα χρησιμοποιήθηκε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, αντί για την αντοχή ακόρεστου εδάφους

- Περίπτωση (δ).

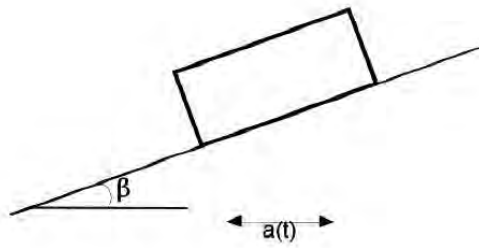
Η καθίζηση θεμελιώσεων λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους που έχει μετρηθεί σε 20 κτίρια στον πρόσφατο σεισμό στην πόλη Luzon υπολογίζεται από τους Acacio et al (2001). Οι προβλέψεις συμφωνούν με τη μετρηθείσα καθίζηση. Ο λόγος των προβλέψεων και μετρήσεων κυμαίνεται μεταξύ 0.5 και 2. Στο ρευστοποιηθέν έδαφος χρησιμοποιείται μηδενική αντοχή, ενώ στην άμμο πάνω από το ρευστοποιηθέν έδαφος θεωρείται μηδενική συνοχή και τριβή ίση με 30° .

4.4.5 Βιβλιογραφία

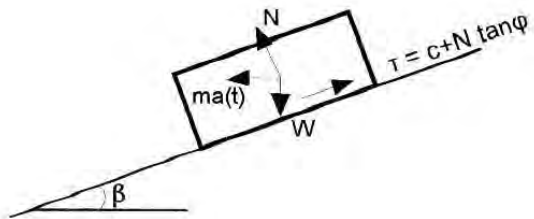
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός", Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Acacio A. A., Kobayashi Y., Towhata I., Bautista R. T, Ishihara K. "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment", Soils and Foundations, 41, 6, Dec. 2001, pages 111-128
- Al-Homoud, A.S. & Tahtamoni, W. 2000. Comparison between predictions using different simplified Newmarks' block-on-plane models and field values of earthquake induced displacements. Soil Dyn. And Earthq. Engrg. 19: 73-90.
- Ambaseys N. and Menu J. , "Earthquake induced ground displacements, Earthquake engineering and structural dynamics, 1988, 16, 7, 985-1006.
- Ambraseys N. N. and M. Srbulov, "Earthquake induced displacements of slopes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14, 1995, pp. 59-71.
- Aneroussis, S. : "The effect of vertical acceleration on earthquake-induced ground displacements", MSc Thesis, Imperial College-University of London, 1995.
- Davis C.A., Bardet J.P.: "Performance of San Fernando Dams during 1994 Northridge Earthquake", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, Vol 122, No. 7, pp 554-564.
- Gazetas G. and Uddin A. "Permanent deformation of preexisting sliding surfaces in dams", ASCE, Vol. 120. No. 11, 1994, 2041-2061.
- Ishihara K. "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes : 33rd Rankine Lecture", Geotechnique 43, No 3, 1993, p 351-415.
- Kotta N., Tsamis V., Gazetas G.: "Seismic Failure of Kalamata Harbour Quaywall", Proceedings: First Hellenic Conference on Geotechnical Engineering, 1988, Vol II, pp 117-122.
- Lopez-Caballero F. and Modaressi A., « Evaluation of seismic slope stability using a non-linear soil behavior », International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Tucson, Arizona, January 7-12, 2001
- Modaressi H. , D. Aubry, E. Faccioli, C. Noret, "Numerical modelling approaches for the analysis of earthquake triggered landslides", 3rd International Conference in Recent Advances in geotechnical Earthquake Engineering, St. Louis, Vol 2, 1995, 833-843.
- Newmark N. M. "Effect of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, Vol. 15, No. 2, London, England, June, 1965, pp. 139-160.

- Nadim F. and Whitman V., "Seismically induced movement of retaining walls", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1983, 915-31`.
- Kramer S. L. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, USA, 1996, 653 pages.
- Richards, R. and Elms, D. (1979)."Seismic behaviour of gravity retaining walls," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No GT4, pp. 449-464
- Sarma S.K. and Chlimitzas G. (2000), Second Edited Report for the project ENV4-CT97-0392, European Commission, DGXII for Science, Research and Development.
- Seed H.B., Lee K. L., Idriss I. M., Makdisi F. I. "The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971". J. Geotech. Engrg, ASCE, 101 (7), 1975, 651-689.
- Seed R. B., Harder L. F.(1990): "SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual soil strength," In J. M. Duncan editor. Proceedings, H. Boldon Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley; Vol. 2, pp.351-376.
- Stamatopoulos, C.A., Bouckovalas, G., Whitman, R.V. "Analytical prediction of earthquake-induced permanent deformations", Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 117 (10), 1991, pp. 1471-1491.
- Stamatopoulos, C.A. (1996) "Sliding System Predicting Large Permanent Co-Seismic Movements of Slopes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp 1075-1093.
- Stamatopoulos C., Velgaki E. and Sarma S. (2000), "Sliding-block back analysis of earthquake-induced slides" Soils and foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 40, No. 6, 61-75, Dec.
- Stamatopoulos C. A. and Velgaki E. G. (2001), "Critical acceleration and seismic displacement of vertical gravity walls by a two body model", Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31.
- Stamatopoulos C. A., Stamatopoulos A. C., Aneroussis S., Velgaki E. G., (2001), Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", Work performed by Kotzias-Stamatopoulos Co., European Commission, DG12.
- Stark T.D., Contreras I.A.:"Fourth Avenue Landslide during 1964 Alaskan Earthquake", Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, 1998, Vol 124, No 2, pp 99-109.
- Tika-Vassilikos Th., Sarma S. K. , Ambraseys N. N. (1993). "Seismic displacements on shear surfaces on cohesive soils", Earthquake Eng. and Structural Dynamics, Vol. 22, 709-721.
- Taylor R. W. "Fundamentals of soil mechanics", John Wiley and Sons, 1948.
- Tika T.E., Pitilakis K.D (1999) "Liquefaction-induced failure of a bridge embankment", Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Lisbon, pp. 579-584.
- Yoshida N., Tokimatsu K., Yasuda S. Kokusho T., Okimura T., "Geotechnical aspects of damage in Adapazari city during 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", Soils and Foundations, 41, 4, August. 2001, pages 25-45
- Whitman R. V. and Liao S. (1984) "Seismic design of gravity retaining walls, Proc., Eight world conf. On Earthquake Engineering, San Fransisco, Vol. 3, pp. 530-540.
- Wong C. P. (1982) "Seismic analysis and an improved seismic design procedure for gravity retaining walls", Thesis (M.S.)-M.I.T., Dept. of Civil Engineering.
- Zarrabi-Kashani K. (1979) "Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface", Thesis (M.S.)--M.I.T., Dept. of Civil Engineering.

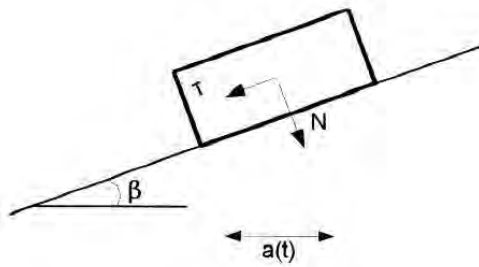
(α)



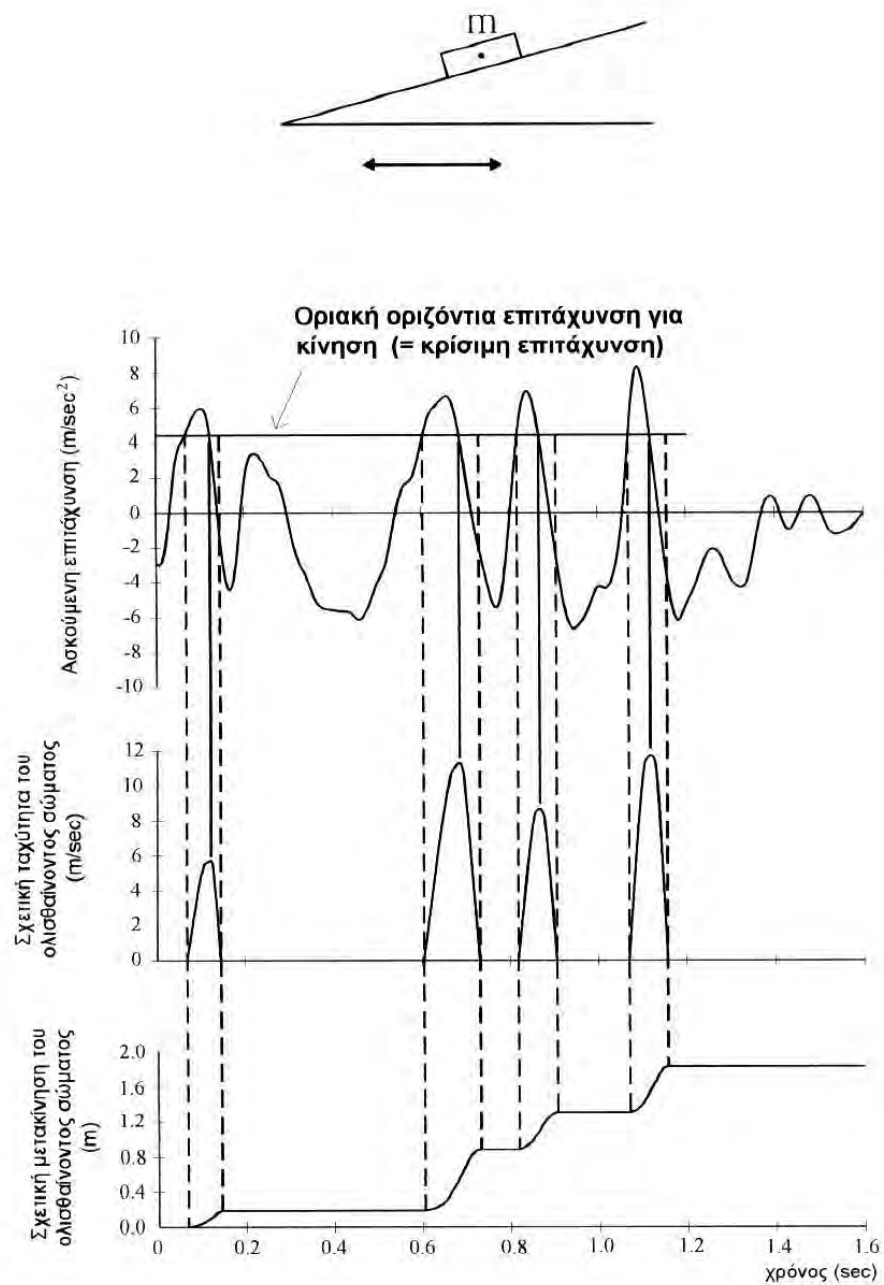
(β)



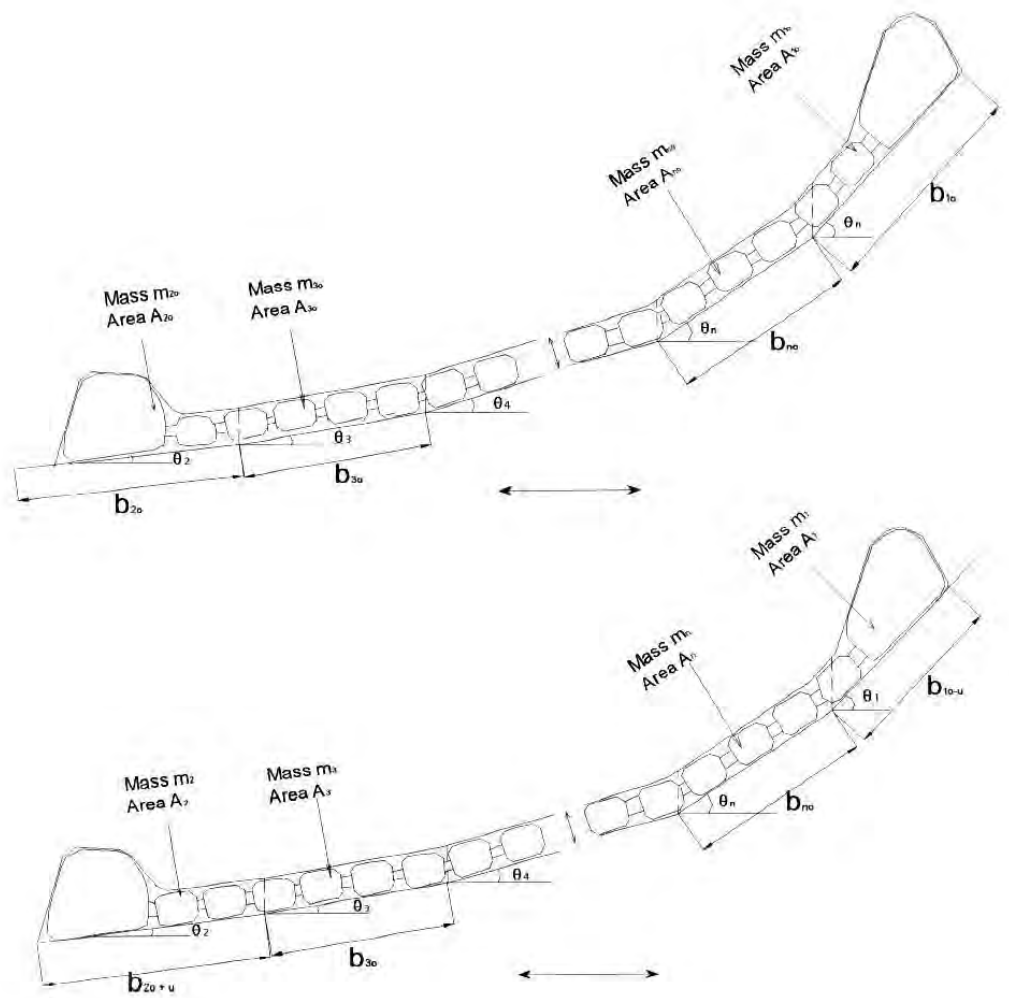
(γ)



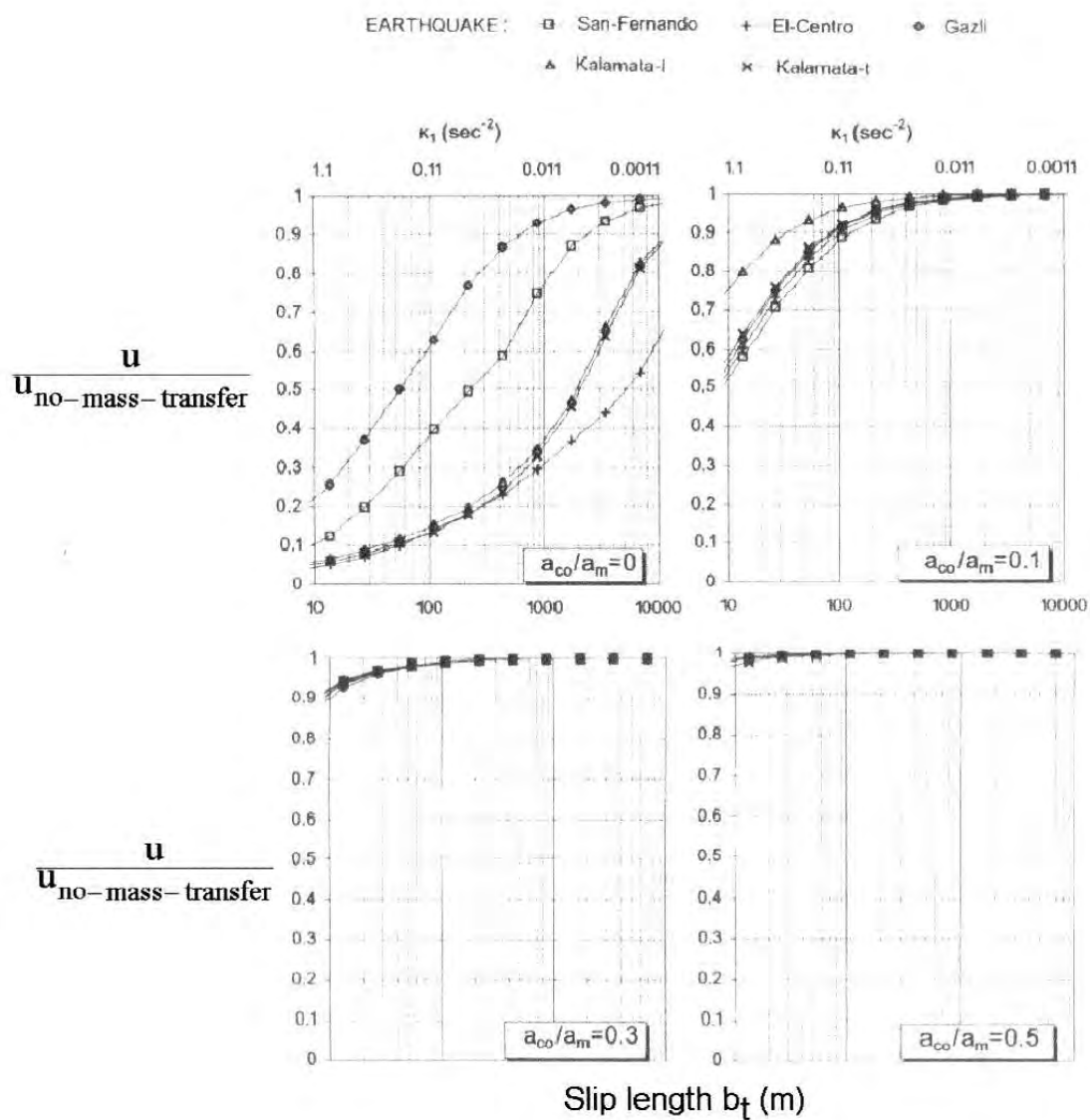
Σχ. 4.4.1. Σώμα που ολισθαίνει λόγω οριζόντιου σεισμού σε κεκλιμένο επίπεδο, και οι ασκούμενες δυνάμεις.



Σχ. 4.4.2. Γραφική απεικόνιση υπολογισμού παραμενουσών μετακινήσεων σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο σε τυχαία ασκούμενη επιτάχυνση (ταλάντωση).

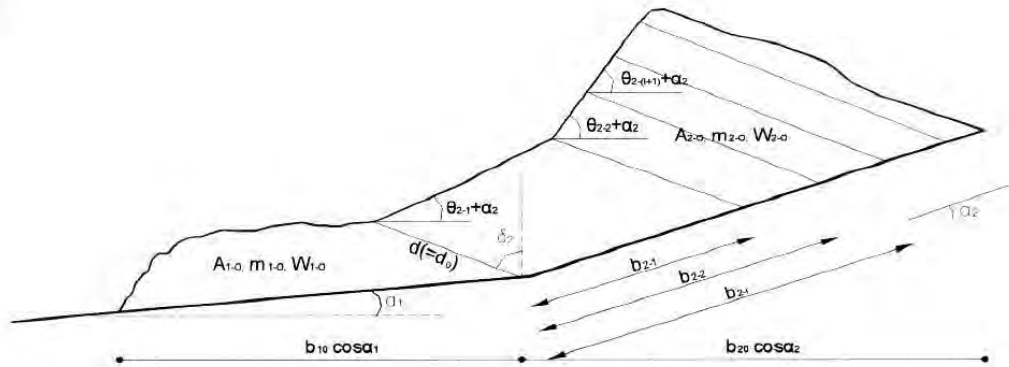


Σχ. 4.4.3. Μοντέλο αλυσίδας που κινείται σε η κεκλιμένα επίπεδα (α) αρχική γεωμετρία, (β) γεωμετρία όταν η διανυόμενη απόσταση είναι u (Stamatoropoulos, 1996)

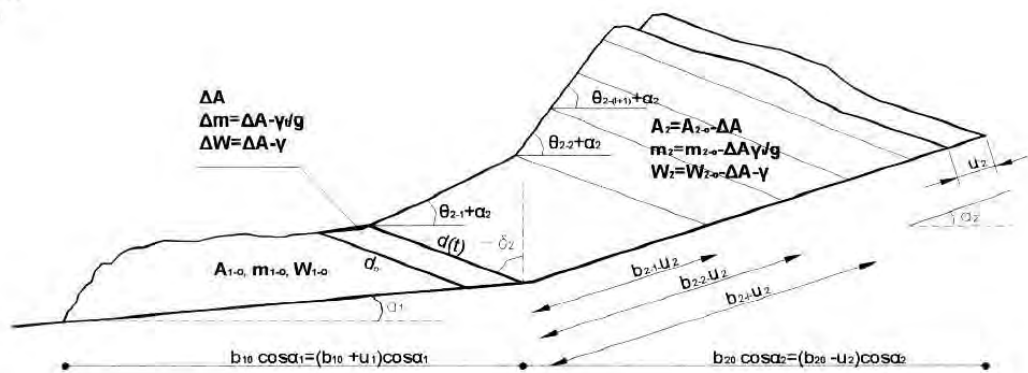


Σχ. 4.4.4. Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση u με το μοντέλο του Stamatopoulos (1996).

(α)



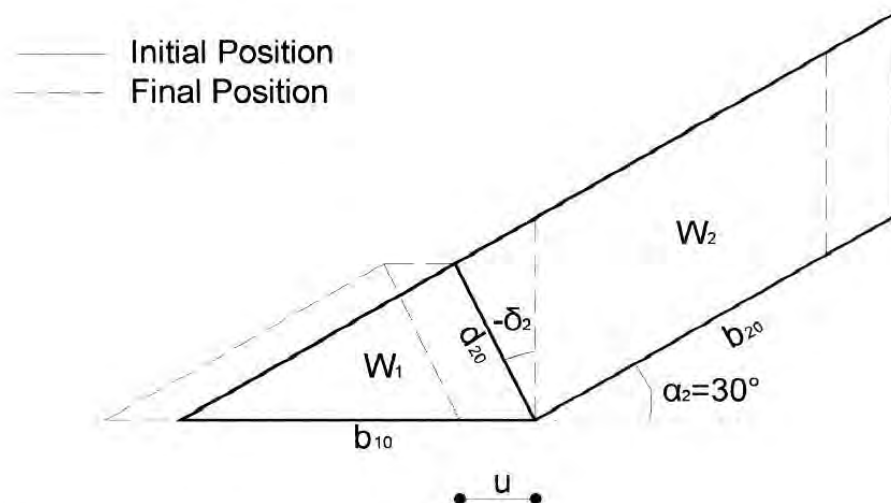
(β)



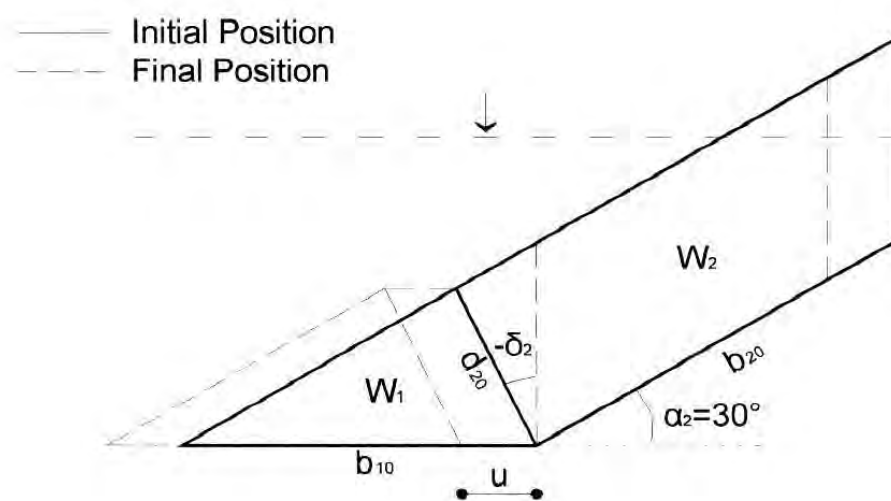
Σχ. 4.4.5. Μοντέλο των Stamatopoulos et al (2000) σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα: (α) αρχική γεωμετρία, (β) γεωμετρία όταν η διανύμενη απόσταση είναι u_2

(α)

(i)



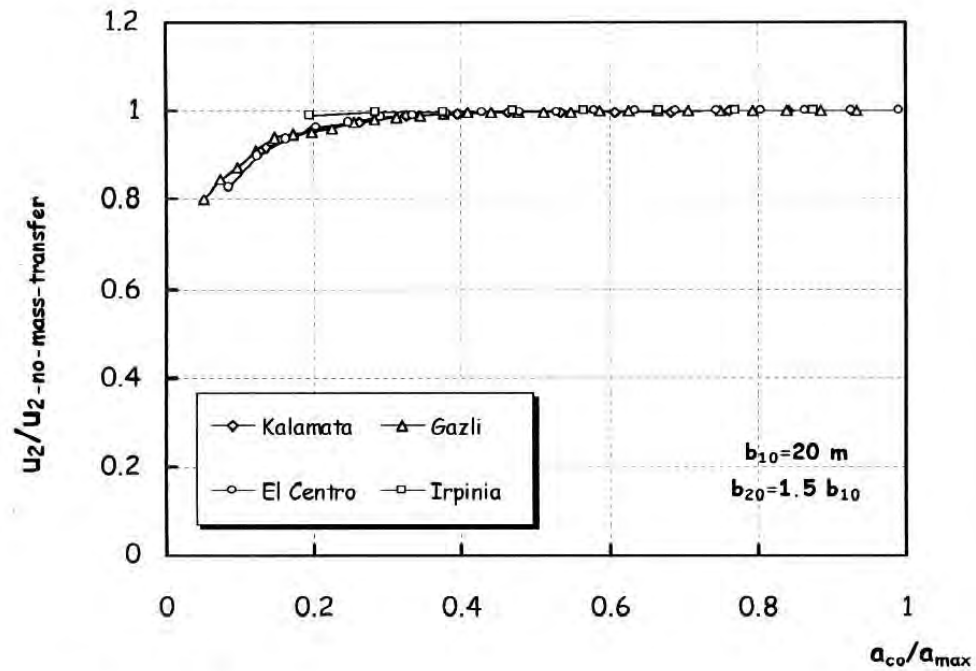
(ii)



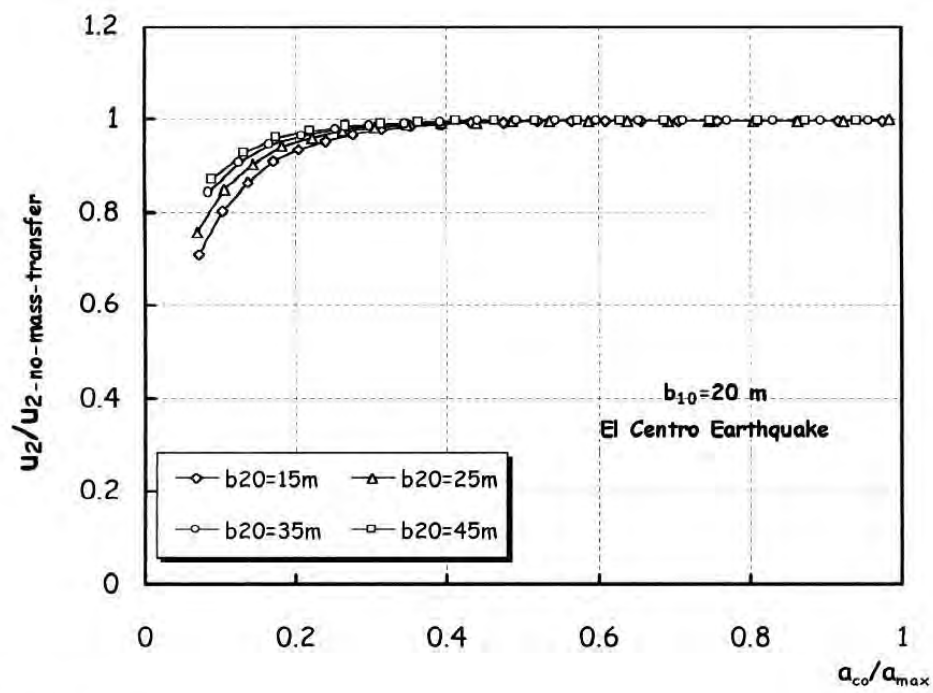
Σχ. 4.4.6. Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση σε ολίσθηση τυπικών φραγμάτων βάσει του μοντέλου των Stamatoroulos et al (2000): (α) γεωμετρίες που εξετάζονται: (i) χωρίς στάθμη και (ii) με στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, (β) επίδραση του σεισμού, (γ) επίδραση του μήκους της ολίσθησης

(β)

Περίπτωση (i)

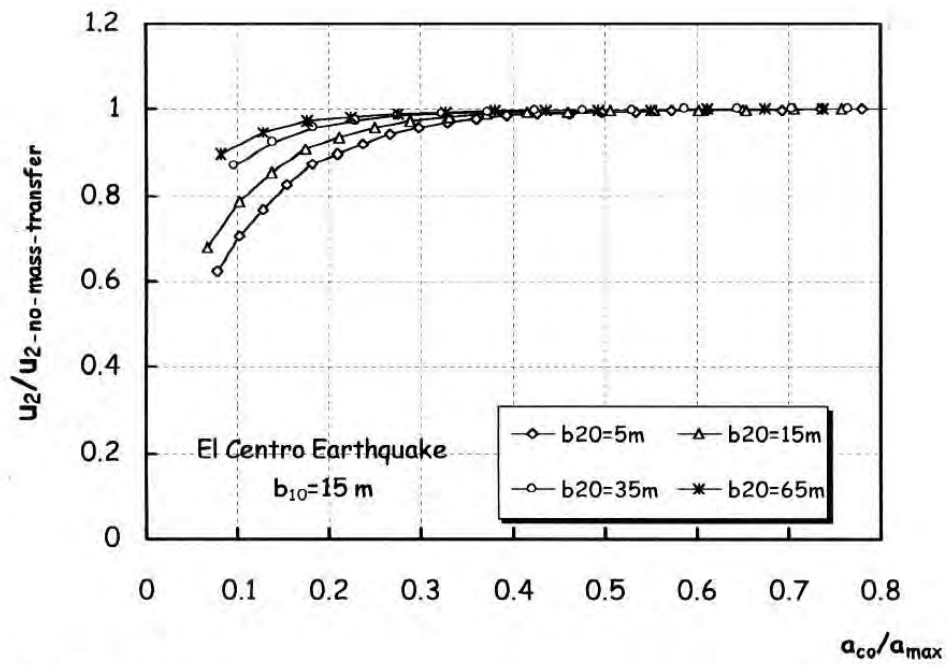


Περίπτωση (ii)

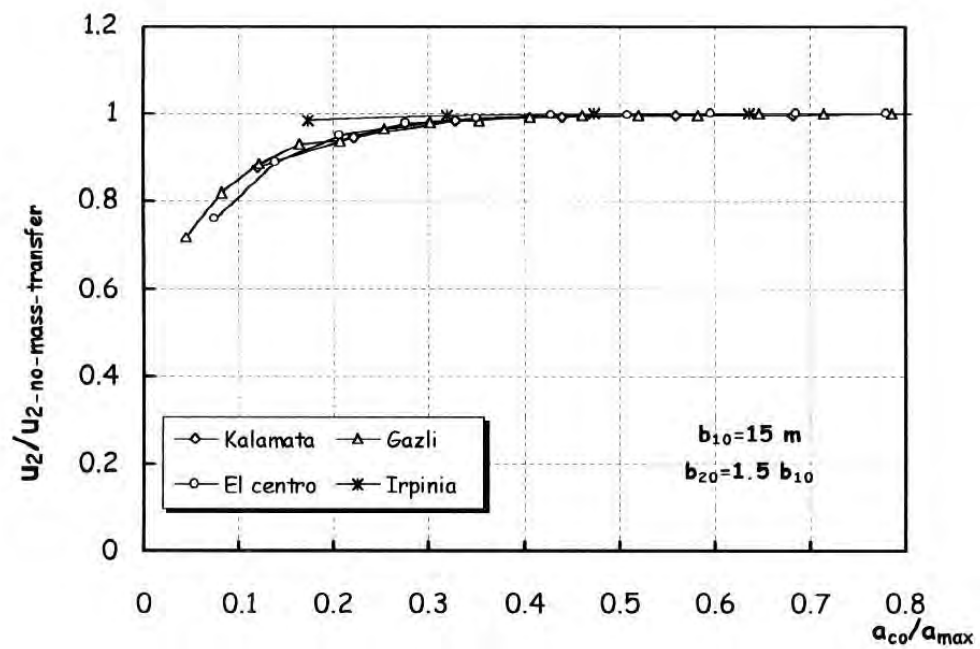


Σχ. 4.4.6. Συνέχεια

(γ)
Περίπτωση (i)

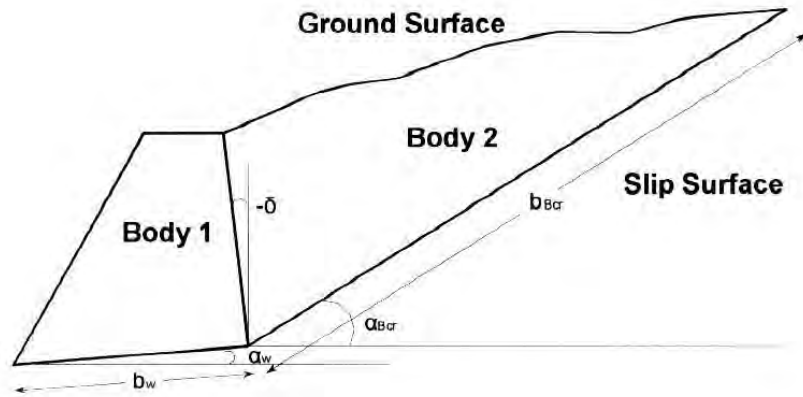


Περίπτωση (ii)

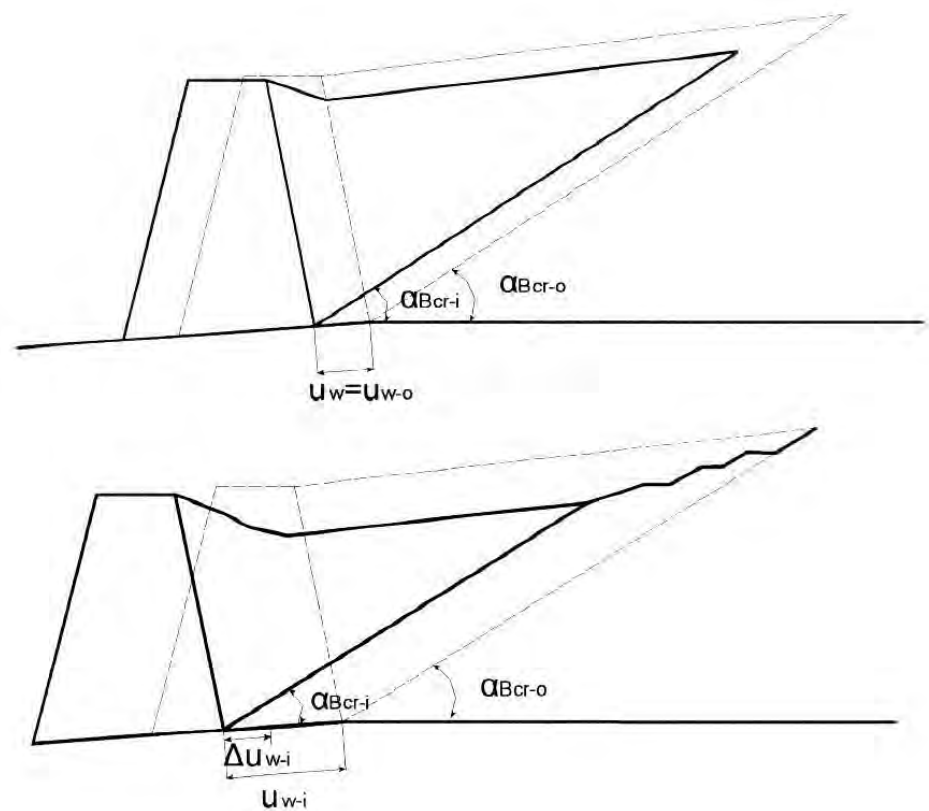


Σχ. 4.4.6. Συνέχεια

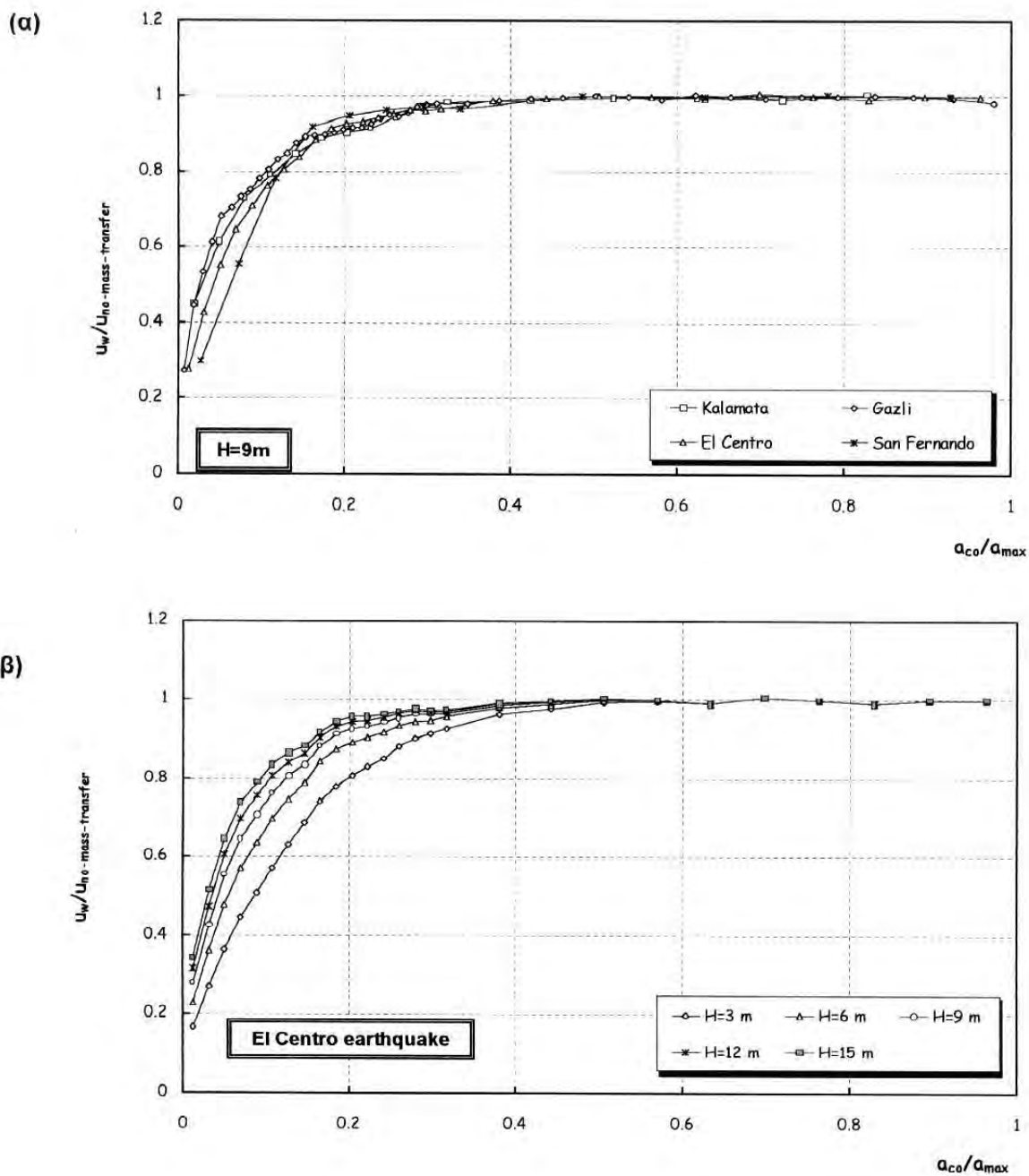
(α)



(β)

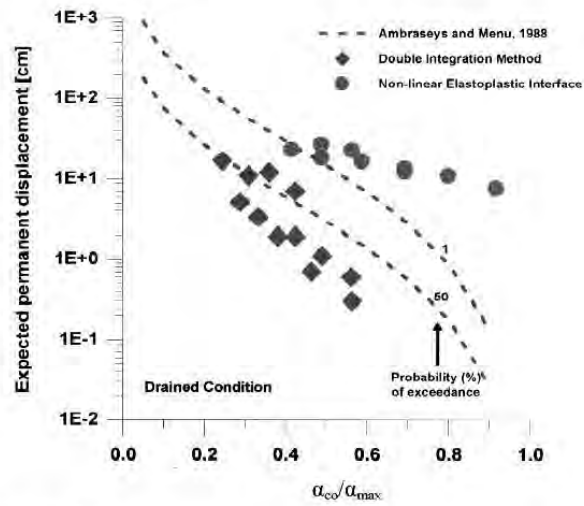


Σχ. 4.4.7. (α) Προσομοίωση της παραμένουσας σεισμικής μετακίνησης τοίχων βαρύτητας με σύστημα δύο σωμάτων: του τοίχου και του κρίσιμου πρίσματος του αντιστηριζόμενου εδάφους (Stamatoropoulos and Velgaki, 2001) και (β) η μεταβολή της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου από τον τοίχο βαρύτητας εδάφους με τη μετακίνηση (Stamatoropoulos et al, 2001).

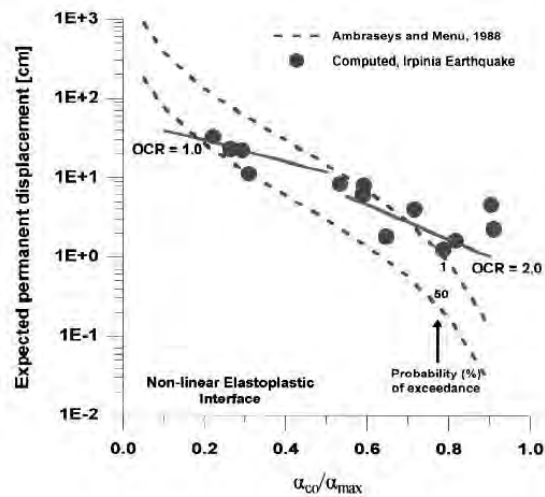


Σχ. 4.4.8. Επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας στη σεισμική μετακίνηση του τοίχου βάσει του μοντέλου των Stamatopoulos and Velgaki: (α) επίδραση του σεισμού, (β) επίδραση του ύψους του τοίχου (Stamatopoulos et al, 2001).

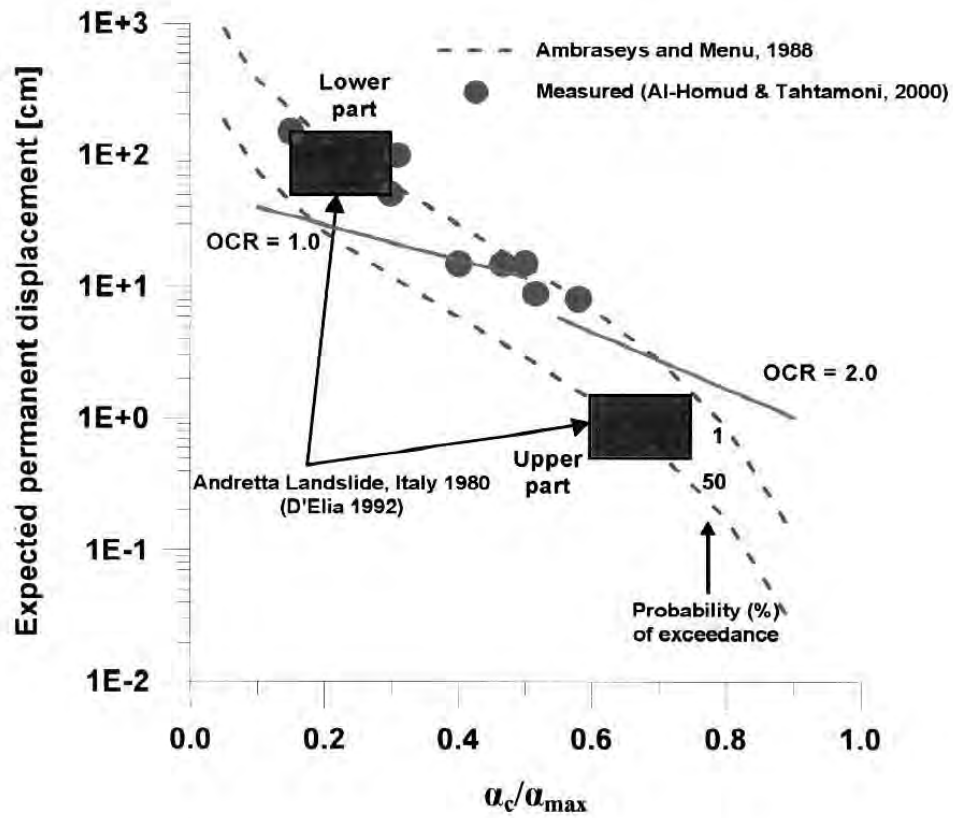
(α) συνθήκες πλήρους στράγγισης



(β) Αστράγγιστες συνθήκες



Σχ. 4.4.9. Επίδραση των καταστατικών σχέσεων του εδάφους στη σεισμική μετακίνηση σε κεκλιμένο επίπεδο: (α) συνθήκες πλήρους στράγγισης, (β) αστράγγιστες συνθήκες (Lopez-Caballero and Modaressi, 2001)



Σχ. 4.4.10. Σύγκριση της σεισμικής μετακίνησης των προβλέψεων που συλλέχθηκαν από τους Al-Homoud, and Tahtamoni (2000) με (α) την εμπειρική σχέση των Ambraseys and Menu και (β) τα αποτελέσματα των ελαστο-πλαστικών αναλύσεων των Lopez-Caballero and Modaressi (2001).

5. Πρόβλεψη της έντασης της σεισμικής ταλάντωσης και των σεισμικών παραμενουσών παραμορφώσεων με τις υπάρχουσες μεθόδους για περιπτώσεις που συλλέχθηκαν

5.0 Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, ξεχωρίζουμε τρεις περιπτώσεις όπου διαφορετικές υπολογιστικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται: (α) εδαφική συνίζηση, (β) ανεξέλεγκτη μετακίνηση λόγω στατικής αστάθειας σε σεισμό και (γ) μετακίνηση λόγω προσωρινής αστοχίας σε διάτμηση. Επίσης οι περιπτώσεις (α) και (γ) προϋποθέτουν την εκτίμηση (δ) της σεισμικής ταλάντωσης.

Το προηγούμενο κεφάλαιο έδωσε προβλέψεις των (δ), (α), (β) και (γ) που υπάρχουν στη βιβλιογραφία και συλλέχθηκαν στη βάση δεδομένων με απλές μεθόδους που μπορούν να εφαρμοσθούν στα πλαίσια του ΕΑΚ. Στις παρακάτω υποενότητες δίδονται, ανά κατηγορία, οι προβλέψεις απλών μεθόδων στις περιπτώσεις που συλλέχθηκαν στη βάση δεδομένων που τα στοιχεία που δίδονται καθιστούν δυνατή τη πρόβλεψη, ή αριθμητικών αναλύσεων.

5.1 Σεισμική ταλάντωση

5.1.1. Γενικά

Στην ενότητα 4.1 αναφέρθηκε ότι ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake" χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της σεισμικής ταλάντωσης που απαιτείται για την εκτίμηση της σεισμικής μετακίνησης με απλές μεθόδους. Στη βιβλιογραφία βρέθηκε μία περίπτωση που περιλαμβάνει πλήθος παραμετρικών περιπτώσεων και η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα αυτής της μεθόδου.

5.1.2 Περίπτωση που θα προβλεφθεί

Οι Modaressi and Caballero (2001) μελέτησαν με ελαστοπλαστική ανάλυση σε δύο διαστάσεις (λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων "GEFDYN" - Ecole Centrale Paris, ελαστοπλαστικό μοντέλο Hujeau) την σεισμική απόκριση εδάφους που στηρίζει τοίχο βαρύτητας ύψους 8m. Ο τοίχος βρίσκεται πάνω σε αργιλική ακόρεστη στρώση πάχους 30m. Το Σχ. 5.1.1 παρουσιάζει τη γεωμετρία που εξετάστηκε. Χρησιμοποιήθηκαν 3 περιπτώσεις με διαφορετικές παραμέτρους. Οι πίνακες 5.1.1 και 5.1.2 συνοψίζουν τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των θεωρούμενων εδαφικών στρώσεων του Σχ. 5.1.1 Ο δείκτης πλαστικότητας PI (πίνακας 5.1.2) αντιστοιχεί στο σχήμα των καμπυλών του λόγου του μέτρου διάτμησης G/G_{max} και του συντελεστή απόσβεσης του ελαστικο-πλαστικού μοντέλου σε συνάρτηση με τη διατμητική παραμόρφωση γ , όπως περιγράφεται συναρτήσει του PI, σύμφωνα με τους Vucetic and Dobry (1991).

Η σεισμική διέγερση που ασκείται στη βάση της αργιλικής στρώσης αποτελείται από την οριζόντια (Caraino - βορράς/νότος) συνιστώσα επιταχυνσιογραφήματος που καταγράφηκε στο σεισμό Irpinia στην Ιταλία το 1980. Η καταγραφή έγινε σε βράχο, σε μια περιοχή κοντά στο επίκεντρο. Η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης ήταν $a_{max}=0.11g$ και η διάρκεια της καταγραφής 18 sec. Η φασματική ανάλυση της επιτάχυνσης (Σχ. 5.1.2) του συγκεκριμένου επιταχυνσιογραφήματος δείχνει ότι ενισχύει σημαντικά την επιτάχυνση εδαφικών στρώσεων με μικρή περίοδο (γύρω στα 0.2 sec). Αυτή η ταλάντωση ασκήθηκε κανονικοποιημένη στις μέγιστες επιταχύνσεις $a_{max}=0.11, 0.28, 0.33, 0.39$ και $0.56g$. Επίσης μόνον σε μία περίπτωση χρησιμοποιήθηκε και ο σεισμός της Καλαμάτας. Τα χαρακτηριστικά αυτού του σεισμού είναι $M=5.75$, $R=9$ Km, $a_m=0.24g$, $T_f=0.35s$

Οι πίνακες 5.1.3, 5.1.4 και 5.1.5 δίδουν αποτελέσματα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης σε όλες τις περιπτώσεις. Τα Σχ. 5.1.3 και 5.1.4 δείχνουν τα αποτελέσματα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης για την περίπτωση 1 και του επιταχυνσιογραφήματος του Σχ. 5.1.2 κανονικοποιημένου στην τιμή $a_{max}=0.33g$. Το Σχ. 5.1.7 απεικονίζει την ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης στα σημεία A, B, Γ σε σχέση με την εισαγόμενη μέγιστη επιτάχυνση στο βραχώδες υπόβαθρο.

Πίνακας 5.1.1. Πάχος των στρώσεων, ταχύτητα Vs και βαθμός προστερεοποίησης, στα τρία μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν (Modaressi and Caballero, 2001)

Στρώση (βλέπε Σχ. 5.1.1)	Πάχος [m]	Περίπτωση 1		Περίπτωση 2		Περίπτωση 3	
		Vs [m/s]	Αρχική Κατάσταση	Vs [m/s]	Αρχική Κατάσταση	Vs [m/s]	Αρχική Κατάσταση
Αντιστηριζόμενο έδαφος	8	123	NC	123	OC	215	NC
1	6	123	NC	123	NC	123	NC
2	6	200	NC	200	NC	200	NC
3	8	260	NC	260	NC	260	NC
4	10	325	NC	325	NC	325	NC

Πίνακας 5.1.2. Ελαστοπλαστικές και άλλες παράμετροι των στρώσεων (Modaressi and Caballero, 2001)

Στρώση (βλέπε Σχ. 5.1.1)	PI [%]	ϕ [°]	ρ [kg/m ³]	β	σ'_{co}/σ'
Αντιστηριζόμενο έδαφος 1 NC	50	26	1782	18	0.6
Αντιστηριζόμενο έδαφος 2 OC	50	26	1782	18	1.4
Αντιστηριζόμενο έδαφος 3 NC	0	30	1782	28	0.7
1	50	26	1782	18	0.6
2	30	26	1880	16	0.6
3	30	26	1950	15	0.6
4	30	26	1980	14	0.6

Πίνακας 5.1.3. Αποτελέσματα αναλύσεων: μέγιστη επιτάχυνση για τη Περίπτωση 1.

Μέγιστη επιτάχυνση στο βραχώδες υπόβαθρο (g)	Μέγιστη υπολογισθείσα επιτάχυνση εδάφους (g)			
	(i)	(ii)	(iii)	(iv)
		Σημείο Α (στην βάση του επιχώματος)	Σημείο Β (στην επιφάνεια του επιχώματος)	Σημείο Γ (στην επιφάνεια του εδάφους)
0.11		0.25 0.20 (-20%)	0.28 0.22 (-21%)	0.45 0.43 (-4%)
0.28		0.50 0.55 (10%)	0.53 0.70 (32%)	0.69 0.96 (39%)
0.28*		0.50 0.36 (-28%)	0.67 0.62 (-7%)	0.70 0.90 (28%)
0.33		0.62 0.61 (-2%)	0.53 0.77 (45%)	0.79 1.04 (32%)
0.39		0.65 0.67 (3%)	0.63 0.84 (33%)	0.87 1.11 (27%)
0.56		0.80 0.79 (-1%)	0.74 0.95 (28%)	0.98 1.22 (24%)

Σημείωση: Στις στήλες (ii), (iii) και (iv), ο πρώτος αριθμός αφορά την ελαστοπλαστική ανάλυση δύο διαστάσεων, ο δεύτερος αριθμός αφορά την ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση μιας διάστασης, ενώ ο τρίτος αριθμός δίνει το ποσοστό του λάθους της γραμμικής ανάλυσης.

*αντιστοιχεί στο σεισμό της Καλαμάτας

Πίνακας 5.1.4. Αποτελέσματα αναλύσεων: Δυναμικά φάσματα στη περίπτωση του σεισμού της Irpinia με $a_{\max}=0.33g$ στο βραχώδες υπόβαθρο και τη περίπτωση 1

	Μέγιστη υπολογισθείσα απόκριση εδάφους (g)	Περίοδος (T_0) της μέγιστης απόκρισης (sec)	$a^{(T_0)}_{\max} /$ $a^{(T=0)}_{\max}$
(i)	(ii)	(iii)	(iv)
Σημείο Α	0.62 0.61 (-2%)	0.25 0.20 (-20%)	4.35 5.62 (29%)
Σημείο Β	0.53 0.77 (45%)	0.15 0.20 (33%)	3.96 5.26 (33%)
Σημείο Γ	0.79 1.04 (32%)	0.25 0.25 (0%)	6.07 5.60 (-8%)

Σημείωση: Στις στήλες (ii), (iii) και (iv), ο πρώτος αριθμός αφορά την ελαστοπλαστική ανάλυση δύο διαστάσεων, ο δεύτερος αριθμός αφορά την ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση μιας διάστασης, ενώ ο τρίτος αριθμός δίδει το ποσοστό του λάθους της γραμμικής ανάλυσης.

Πίνακας 5.1.5. Παράμετροι αναλύσεων: μέγιστη επιτάχυνση συναρτήσει του μοντέλου

	Μοντέλο 1		Μοντέλο 2		Μοντέλο 3	
a_{\max} βράχος [g]	Σημείο Α a_{\max} [g]	Σημείο Β a_{\max} [g]	Σημείο Α a_{\max} [g]	Σημείο Β a_{\max} [g]	Σημείο Α a_{\max} [g]	Σημείο Β a_{\max} [g]
0.28	0.50 0.55 (10%)	0.53 0.70 (32%)	0.54 0.55 (2%)	0.59 0.70 (19%)	0.35 0.37 (6%)	0.45 0.46 (2%)
0.39	0.65 0.67 (3%)	0.63 0.84 (33%)	0.70 0.67 (4%)	0.71 0.84 (18%)	0.50 0.64 (28%)	0.42 0.58 (38%)

Σημείωση: Ο πρώτος αριθμός αφορά την ελαστοπλαστική ανάλυση δύο διαστάσεων, ο δεύτερος αριθμός αφορά την ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση μιας διάστασης, ενώ ο τρίτος αριθμός δίδει το ποσοστό του λάθους της γραμμικής ανάλυσης.

5.1.3. Πρόβλεψη

Οι προβλέψεις γίνονται με ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση σε μια διάσταση με ανάλυση τύπου SHAKE (λογισμικό “Cyberquake”). Η μεταβολή του μέτρου διάτμησης G/G_{\max} και του συντελεστή απόσβεσης με τη διατμητική παραμόρφωση γ , περιγράφεται συναρτήσει του PI, σύμφωνα με τους Vucetic and Dobry (1991).

Τα σημεία στα οποία επιλέχθηκε να γίνει η σύγκριση των αποτελεσμάτων είναι τα Α, Β, Γ του Σχ. 5.1.1. Η θέση τους είναι σχετικά απομακρυσμένη από τον τοίχο ώστε να μην υπάρχει μεγάλη επίδραση των δι-διάστατων φαινομένων. Για την ανάλυση σε μια διάσταση, χρησιμοποιήθηκε ξεχωριστή γεωμετρία για τα σημεία Α, Β και ξεχωριστή γεωμετρία για το σημείο Γ. Οι ιδιότητες του εδάφους ελήφθησαν σύμφωνα με τους πίνακες 5.1.1 και 5.1.2, και δίδονται στον πίνακα 5.1.3.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων, όσον αφορά την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης a_{\max} , και τα δυναμικά φάσματα, και σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης παρουσιάζονται στους Πίνακες 5.1.3, 5.1.4 και 5.1.5 και στα Σχ. 5.1.5, 5.1.6 και 5.1.7.

Πίνακας 5.1.6. Χαρακτηριστικά στρώσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην ισοδύναμη-γραμμική ανάλυση

Περιπτώσεις 1-2 Περίπτωση 3

Στρώση (Σχ. 5.1.1)	Αρχή (m)	Τέλος (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	V_s (m/sec)	PI (%)	V_s (m/sec)	PI (%)
0	+8	0	1782	123	50	215	0
1	0	-6	1782	123	50	123	50
2	-6	-12	1880	200	30	200	30
3	-12	-20	1950	260	30	260	30
4	-20	-30	1980	325	30	325	30

Σημείωση: ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους, V_s είναι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, και PI είναι ο δείκτης πλαστικότητας που καθορίζει τη μεταβολή του λόγου G/G_{\max} και της απόσβεσης σε συνάρτηση με τη διατμητική παραμόρφωση γ , σύμφωνα με τις καμπύλες των Vucetic and Dobry (1991).

5.1.4 Συμπεράσματα προβλέψεων

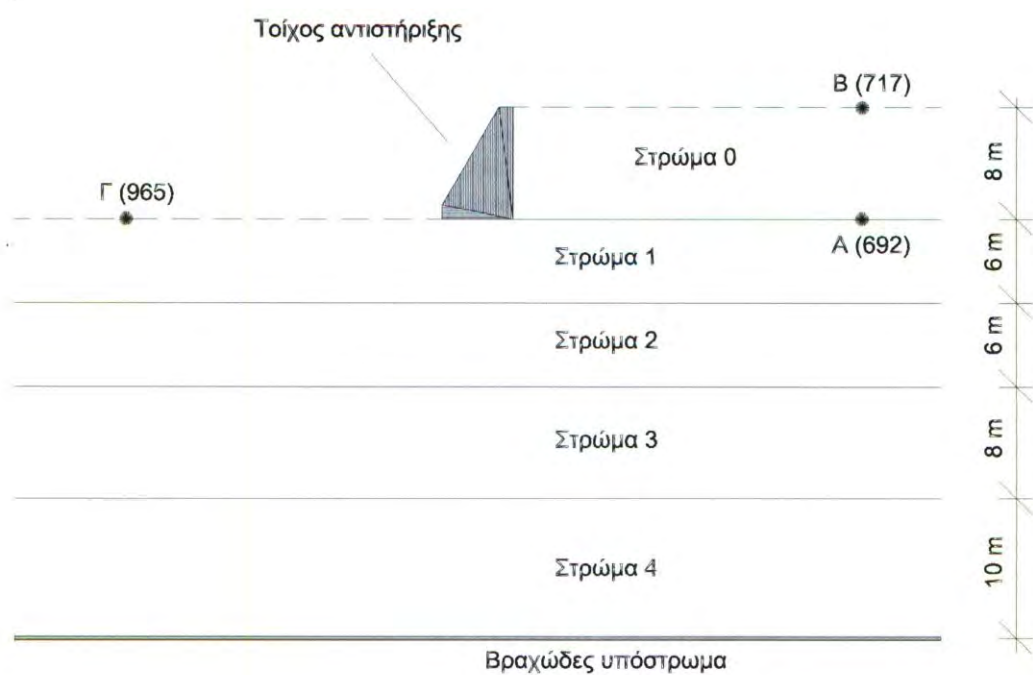
Στη γεωμετρία που εξετάζεται παρατηρείται σημαντική ενίσχυση των επιταχύνσεων (μέχρι και 400%).

Όσον αφορά τις τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης (βλ. Πίνακα 5.1.3), οι προβλέψεις της ελαστικής μεθόδου διαφέρουν ως και +/-45%. των ελαστοπλαστικών. Ειδικότερα, για τα σημεία Β και Γ (αμφότερα είναι στην επιφάνεια του εδάφους) προκύπτει ότι οι τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης που προκύπτουν από ισοδύναμη-γραμμική ανάλυση είναι (α) μεγαλύτερες από αυτές της ελαστοπλαστικής ανάλυσης όταν η μέγιστη επιτάχυνση του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος στο βραχύδες υπόβαθρο υπερβαίνει τα 0.11g και (β) μικρότερες στην περίπτωση εισαγωγής του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος στο βραχύδες υπόβαθρο με μέγιστη τιμή 0.11g. Στο σημείο Α που δεν βρίσκεται στην επιφάνεια, η απόκλιση είναι μικρότερη.

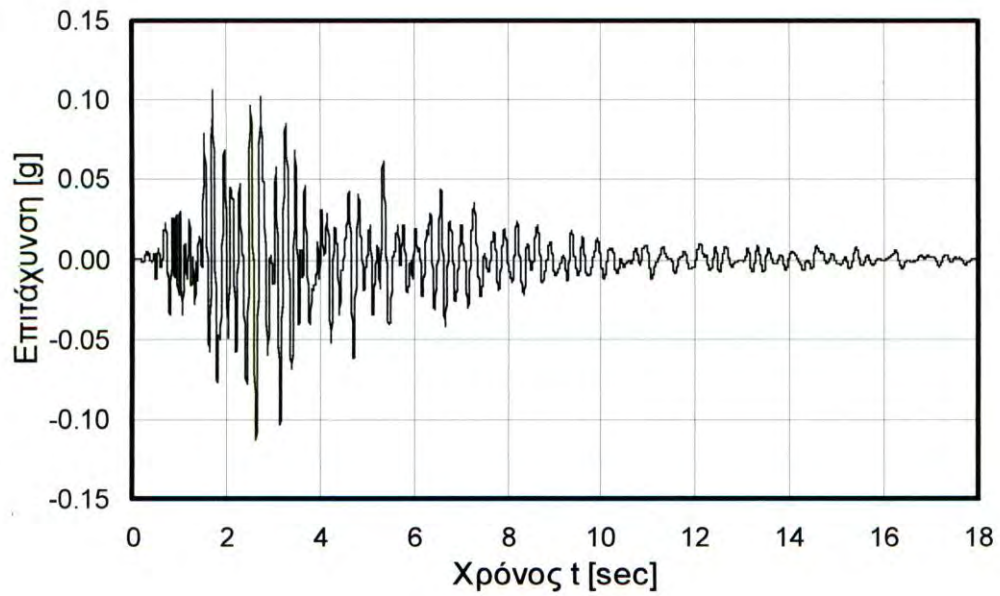
Η φασματική ανάλυση (βλέπε Σχ. 5.1.4 και Σχ. 5.1.6) δείχνει ότι και στις δύο περιπτώσεις υπάρχει σημαντική ενίσχυση της επιτάχυνσης όταν η περίοδος είναι κοντά στα 0.2 sec. Οι προβλέψεις της μέγιστης απόκρισης της ελαστικής μεθόδου διαφέρουν ως και +/-25%.

5.1.5. Βιβλιογραφία

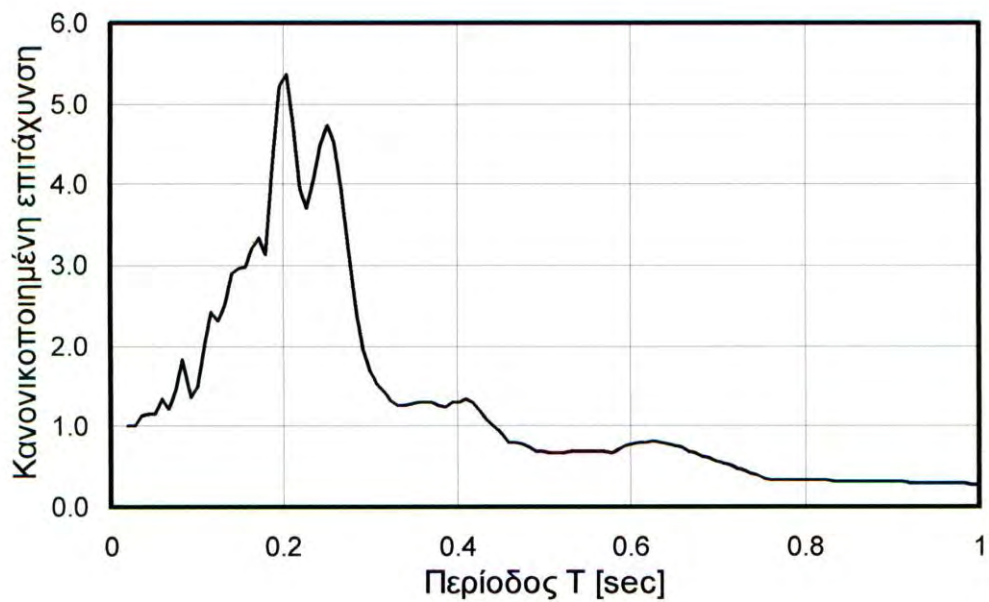
- BRGM (French Geological Survey) Software (1998) "Cyberquake, Version 1.1. User's Guide", France.
- Lopez-Caballero F. and Modaressi A. (2002). "Importance of site effects in seismic induced displacements of gravity walls", 12th European Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd. (in press).
- Modaressi and Lopez-Caballero F. (2001), Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", Work performed by Ecole Centrale Paris, European Commission, DG12.



Σχ. 5.1.1. Γεωμετρία που μελετήθηκε από τους Modaressi και Lopez-Caballero

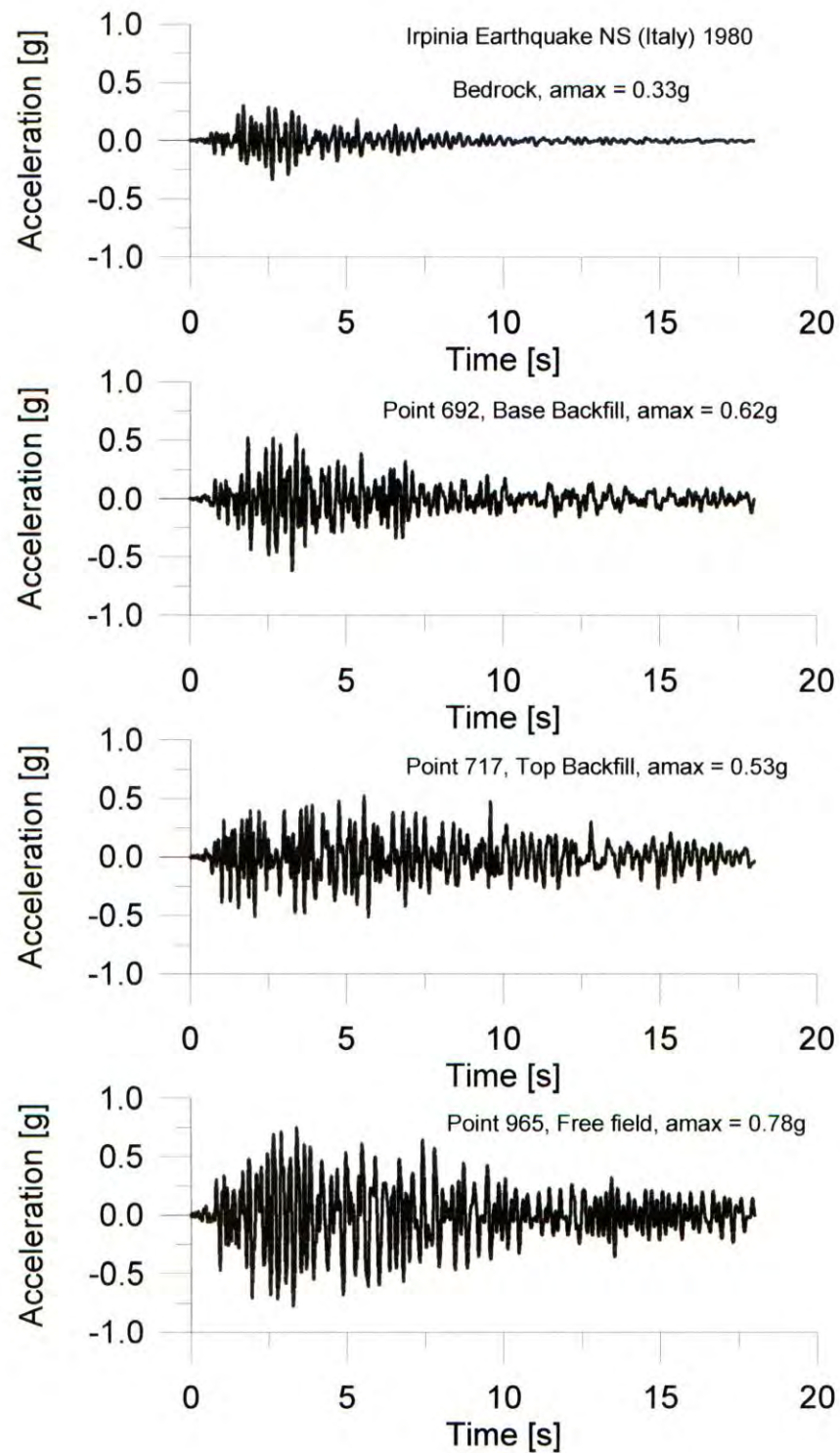


(α)

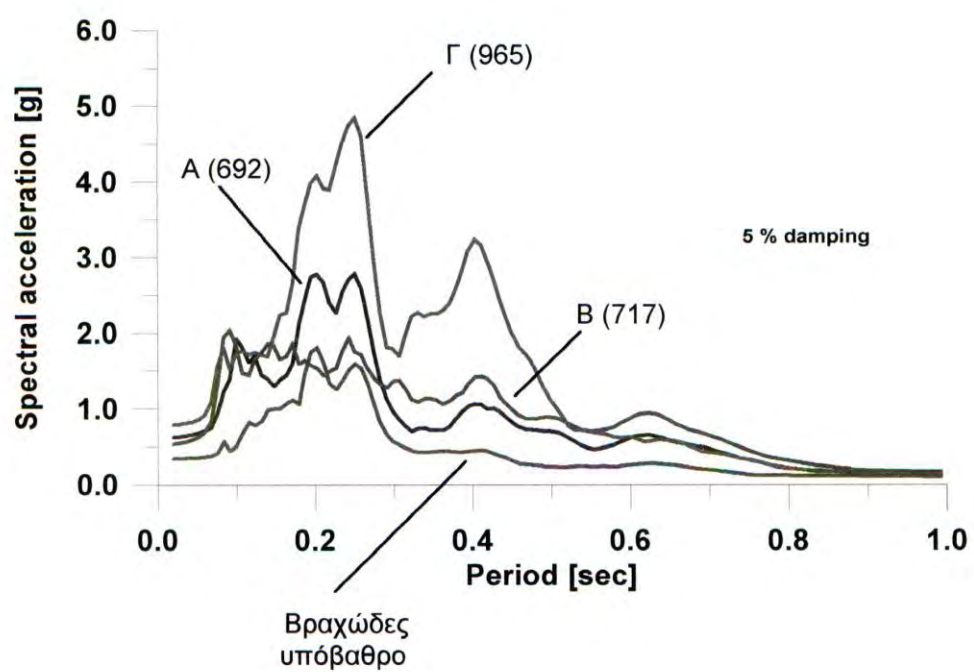


(β)

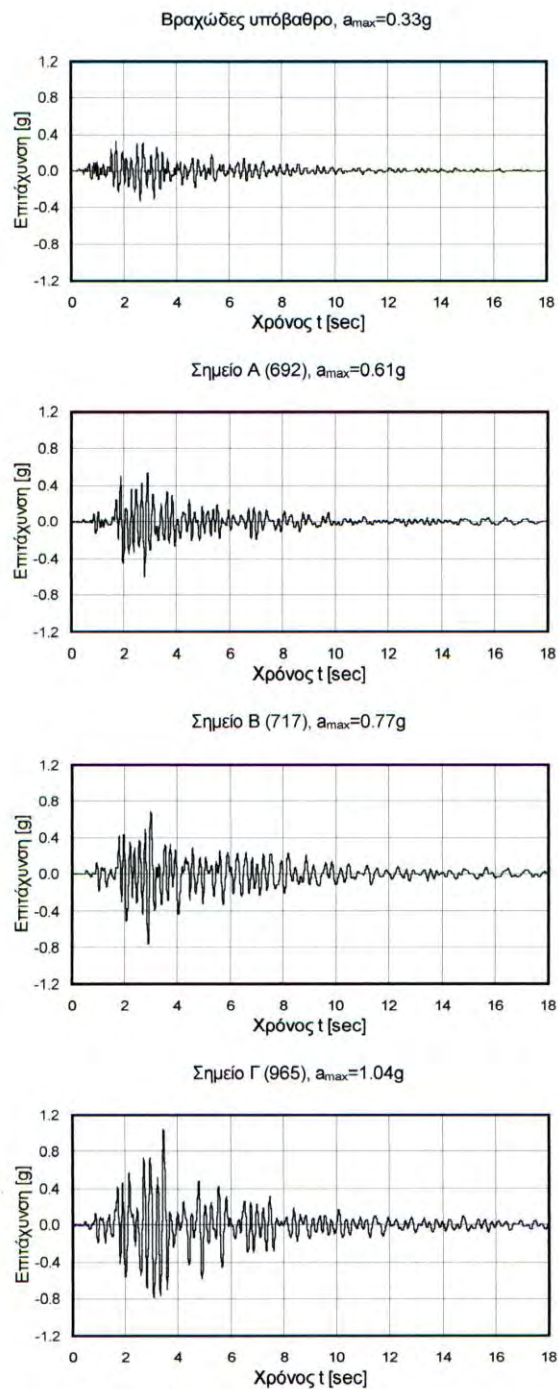
Σχ. 5.1.2. Οριζόντια συνιστώσα (βορράς-νότος) του επιταχυνσιογραφήματος Caraino του σεισμού Irpinia, Ιταλία, 1980 ($a_{\max}=0.11g$), α) συναρτήσεως του χρόνου και β) φασματική ανάλυση



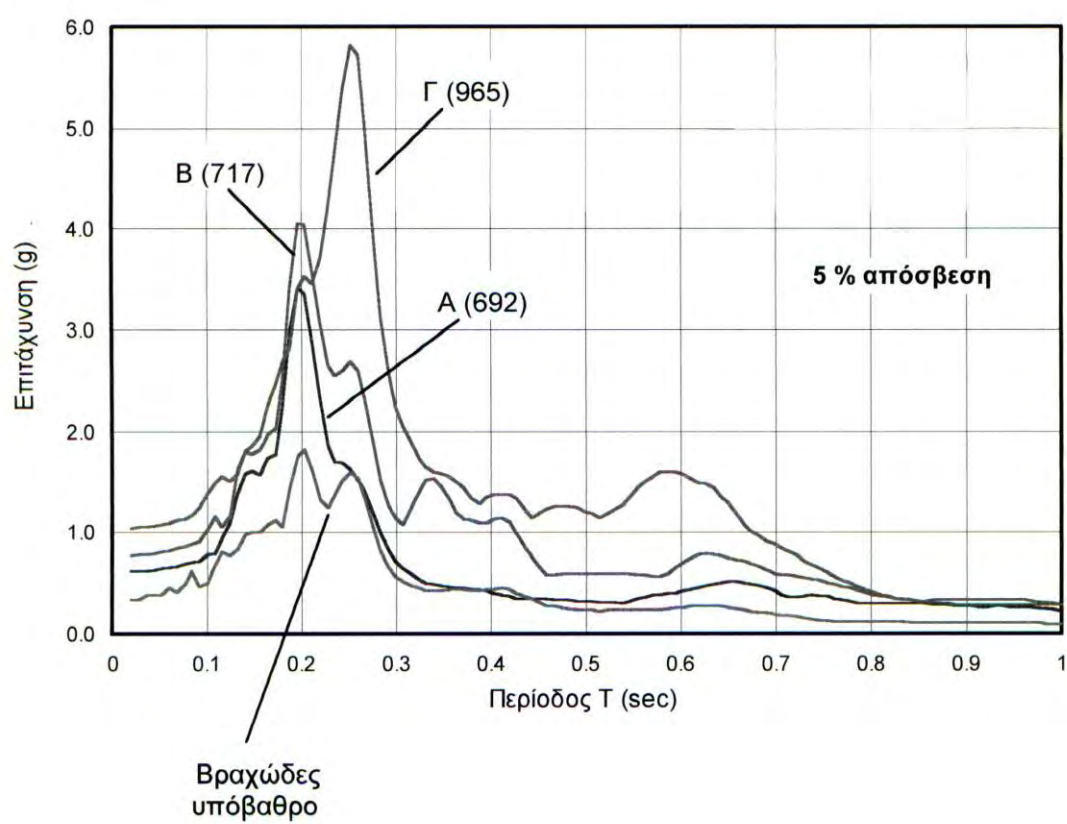
Σχ. 5.1.3. Αρχικό επιταχυνσιογράφημα (κανονικοποιημένο στην τιμή $a_{max}=0.33g$) και επιταχυνσιογραφήματα στα σημεία Α, Β, Γ του Σχ. 5.1.1. μέσω ελαστοπλαστικής ανάλυσης των Modaressi και Lopez-Caballero για $a_{max}=0.33g$



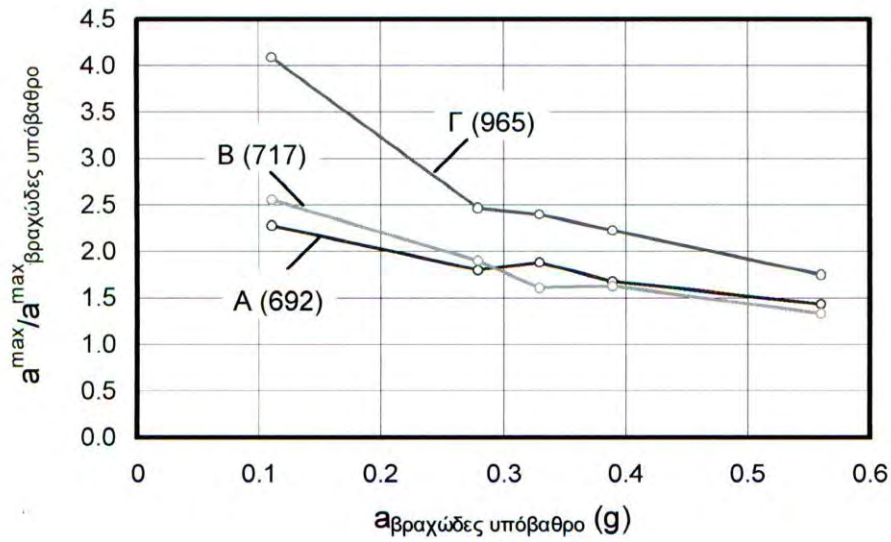
Σχ. 5.1.4. Φασματική ανάλυση της επιτάχυνσης των επιταχυνσιογραφημάτων του Σχ. 5.1.3.



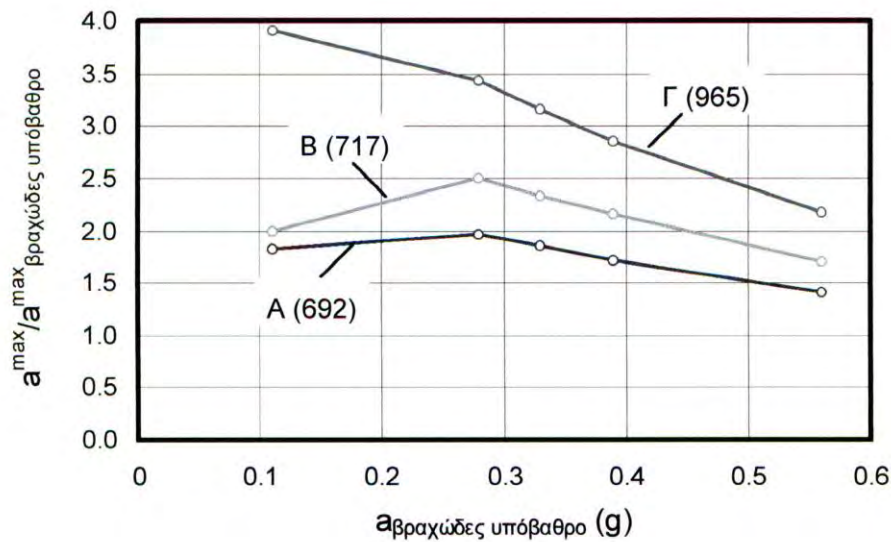
Σχ. 5.1.5. Αρχικό επιταχυνσιογράφημα (κανονικοποιημένο στην τιμή $a_{max}=0.33g$) και επιταχυνσιογραφήματα στα σημεία Α, Β, Γ του Σχ. 5.1.1. μέσω της παρούσης ισοδύναμα γραμμικής ανάλυσης για $a_{max}=0.33g$



Σχ. 5.1.6. Φασματική ανάλυση της επιτάχυνσης των επιταχυνσιογραφημάτων του Σχ. 5.1.5.



(α)



(β)

Σχ. 5.1.7. Ενίσχυση της επιτάχυνσης στα σημεία Α, Β, Γ σε συνάρτηση με την εισαγόμενη επιτάχυνση στο βραχώδες υπόβαθρο: α) ελαστοπλαστική ανάλυση, β) ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση

5.2 Δυναμική συνίζηση

5.2.0. Γενικά

Παρακάτω πρώτα γίνεται αναφορά των περιπτώσεων της βάσης δεδομένων που παρατηρείται δυναμική συνίζηση. Κατόπιν γίνεται ποσοτική σύγκριση: Περιγράφονται οι περιπτώσεις που θα μελετηθούν, γίνονται οι προβλέψεις και σχολιάζεται η ακρίβεια των προβλέψεων.

5.2.1 Δυναμική συνίζηση στη βάση δεδομένων

Η βάση δεδομένων που συλλέχθηκε στο 1^ο στάδιο της παρούσης έρευνας έδειξε ότι για την περίπτωση περίπου οριζοντίου εδάφους, η δυναμική συνίζηση (εδαφική καθίζηση λόγω πύκνωσης) παρατηρείται ιδιαίτερα σε αμμώδη εδάφη που ρευστοποιούνται. Έχει όμως παρατηρηθεί και σε αργίλους, και σε ακόρεστα χαλαρά εδάφη. Σε αργιλικά εδάφη λαμβάνει χώρα με μικρή ταχύτητα, και άρα δεν εγκυμονεί σημαντικούς κινδύνους.

5.2.2 Ποσοτική σύγκριση: Περιπτώσεις που θα μελετηθούν

Όπως αναφέρθηκε στην υποενότητα 5.2.3, για τη περίπτωση δυναμικής συνίζησης, για να είναι δυνατή η πρόβλεψη πρέπει να γνωρίζουμε τις γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής και χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης είναι συνήθως γνωστά. Όμως, για αμμώδη εδάφη, όσον αφορά τις γεωτεχνικές συνθήκες, επιτόπου δοκιμές είτε αντοχής (π.χ. SPT) είτε γεωφυσικές είναι απαραίτητες. Τέτοιες δοκιμές δεν υπάρχουν σε όλες τις περιπτώσεις δυναμικής συνίζησης της βάσης δεδομένων. Ο παρακάτω πίνακας δίνει τις περιπτώσεις της βάσης δεδομένων που υπάρχουν επαρκή στοιχεία για πρόβλεψη.

Πίνακας 5.2.1. Περιπτώσεις που θα προβλεφθεί η δυναμική συνίζηση

A/A	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Περιγραφή γεωτεχνικών συνθηκών	Τύπος δοκιμών	Μέγεθος καθίζησης
1	Port -Rokko Island, Kobe, Ιαπωνία - Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	Yasuda et al, 1996	κορεσμένη άμμος	Δοκιμές SPT	0.45m
2	Port Island, Kobe, Ιαπωνία -βελτίωση με "sand drains" Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	Yasuda et al, 1996	κορεσμένη άμμος	Δοκιμές SPT	0.15m
3	Rokko Island, Kobe, Ιαπωνία -βελτίωση με "sand drains" Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	Yasuda et al, 1996	κορεσμένη άμμος	Δοκιμές SPT	0.15m
4	Naruohama, Kobe, Ιαπωνία - Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	Akamoto and Miyake, 1996	κορεσμένη άμμος	Δοκιμές SPT	0-0.40m

Αυτές οι τέσσερις περιπτώσεις εδαφικής καθίζησης έλαβαν χώρα κατά το σεισμό του Kobe στην Ιαπωνία στις 17 Ιανουαρίου 1995. Αφορούν τις τεχνητές νήσους Port, Rokko και Naruohama. Γι' αυτές τις περιπτώσεις, παρακάτω γίνονται προβλέψεις της

δυναμικής συνίζησης, τόσο με τη μέθοδο Tokimatsu-Seed, όσο και του Ishihara που περιγράφηκαν στην υποενότητα 4.2.3.

5.2.3. Εκτίμηση της εδαφικής καθίζησης στις νήσους Port Island, Rokko Island και Naruohama με μεθόδους της διεθνούς βιβλιογραφίας

(α). Παραδοχές υπολογισμών

Οι υπολογισμοί της εδαφικής καθίζησης γίνονται για τα πρώτα 15 m του υπεδάφους αφού σε μεγαλύτερα βάθη δεν υπήρχαν χαλαρές στρώσεις. Βάσει των επιτόπου στοιχείων, η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους λαμβάνεται ως 0.4g. Η μείωση της επιτάχυνσης με το βάθος υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (4.2.2).

Επίσης, σύμφωνα με τα υπάρχοντα στοιχεία, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στις νήσους Port Island, Rokko Island και Naruohama κυμαίνεται μεταξύ 4 και 6 m από την επιφάνεια του εδάφους, επομένως κατά προσέγγιση λαμβάνεται στα 5 m. Το φαινόμενο βάρος του εδάφους λαμβάνεται $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ ενώ το φαινόμενο βάρος του νερού ίσο με 10 kN/m^3 . Τέλος, το ποσοστό λεπτόκοκκων είναι γύρω στο 15%.

Πάνω από τη στάθμη του εδάφους οι υπολογισμοί αντιστοιχούν στη περίπτωση ξηρού εδάφους, ενώ κάτω από τη στάθμη του εδάφους στη περίπτωση κορεσμένου εδάφους. Για ξηρό έδαφος χρησιμοποιείται η μέθοδος των Tokimatsu and Seed (1987), ενώ για κορεσμένο η μέθοδος είτε των Tokimatsu and Seed (1987) είτε των Ishihara and Yoshimine (1992), που περιγράφηκαν στην υποενότητα 4.2.

(β). Εκτίμηση καθίζησης κορεσμένης στρώσης άμμου σε σεισμό με την μέθοδο Tokimatsu and Seed, 1987

Η μέθοδος περιγράφεται στην υποενότητα 4.2.1. Το Σχήμα 4.2.3, χρησιμοποιείται ως έχει επειδή ο σεισμός μεγέθους $M=7.5$ είναι αρκετά κοντά στο μέγεθος του σεισμού του Kobe ($=7.2$). Λαμβάνονται εδαφικές ζώνες πάχους 1 m μέχρι το βάθος των 15 m και για κάθε μια υπολογίζεται η ογκομετρική της παραμόρφωση και κατά συνέπεια η καθίζηση. Οι υπολογισμοί δίνονται στο Παράρτημα Γ. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 5.2.2.

(γ). Εκτίμηση καθίζησης κορεσμένης στρώσης άμμου μετά τη ρευστοποίηση από σεισμό με την μέθοδο Ishihara and Yoshimine, 1992

Η μέθοδος περιγράφεται στην υποενότητα 4.2.1. Το σχήμα 4.2.4 χρησιμοποιείται ως έχει επειδή ο σεισμός μεγέθους $M=7.5$ είναι αρκετά κοντά στο μέγεθος του σεισμού του Kobe ($=7.2$). Για τον υπολογισμό των καθιζήσεων, λαμβάνονται εδαφικές ζώνες πάχους 1 m και υπολογίζεται για κάθε μία η ογκομετρική της παραμόρφωση και κατά συνέπεια η καθίζηση.

Οι υπολογισμοί δίνονται στο Παράρτημα Γ. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 5.2.2.

Πίνακας 5.2.2. Προβλέψεις της δυναμικής συνίζησης (σε m)

A/A	Περίπτωση	Μέγεθος καθίζησης	Πρόβλεψη με τη μέθοδο Tokimatsu and Seed	Πρόβλεψη με τη μέθοδο Ishihara and Yoshimine
1	Port -Rokko Island, Kobe, Ιαπωνία - Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	0.45	0.26	0.38
2	Port Island, Kobe, Ιαπωνία -βελτίωση με "sand drains" Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	0.15	0.08	0.04
3	Rokko Island, Kobe, Ιαπωνία -βελτίωση με "sand drains" Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	0.15	0.18	0.28
4	Naruohama, Kobe, Ιαπωνία - Ο σεισμός του Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία, 1995)	0.40	0.35	0.46

5.2.4. Γενικές παρατηρήσεις προβλέψεων

Ως γενική παρατήρηση πρέπει πρώτα να αναφερθεί ότι η εκτίμηση των καθιζήσεων που προκαλούνται από το σεισμό σε άμμο είναι δύσκολη. Σφάλματα της τάξης του 25 με 50% είναι συνηθισμένα ακόμη και στην εκτίμηση των καθιζήσεων από στατικά φορτία όπου το πρόβλημα της εκτίμησης είναι απλούστερο. Στην περίπτωση του σεισμού, επειδή το πρόβλημα πολυπλοκότερο, το σφάλμα στην εκτίμηση μπορεί να είναι ακόμη μεγαλύτερο.

Από το πίνακα 5.2.2 φαίνεται ότι ο λόγος της υπολογισθείσας προς τη μετρηθείσα συνίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.7 και 1.5 και για τις δύο μεθόδους. Οι προβλέψεις κρίνονται ικανοποιητικές.

5.2.6 Βιβλιογραφία

- Akamoto H., Miyake M. [1996]. Earthquake-induced settlement in Naruohama reclaimed land. *Special Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, pp 161-167.
- Kramer S.L. [1996]. Geotechnical Earthquake Engineering, *Prentice-Hall, New Jersey*
- Tokimatsu K.A., Seed B.H. [1987]. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No.8, pp 861-878.
- Yasuda S., Ishihara K., Harada K. Shinkawa N. [1996]. Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction. *Special Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, pp 99-107.

5.3 Στατική αστάθεια

5.3.0. Γενικά

Παρακάτω πρώτα γίνεται ποιοτική σύγκριση της συμπεριφοράς περιπτώσεων της βάσης δεδομένων όσον αφορά τη στατική αστάθεια. Κατόπιν γίνεται ποσοτική σύγκριση: Περιγράφονται οι περιπτώσεις που θα μελετηθούν, γίνονται οι προβλέψεις και σχολιάζεται η ακρίβεια των προβλέψεων.

5.3.1 Ποιοτική σύγκριση με τη βάση δεδομένων

Σύμφωνα με τη βάση δεδομένων, ανεξέλεγκτη μετακίνηση σε σεισμό λόγω στατικής αστάθειας έλαβε χώρα σε αρκετές περιπτώσεις, κυρίως στην περίπτωση των φυσικών πρανών και φραγμάτων. Στις περισσότερες περιπτώσεις των φυσικών πρανών και σε όλες τις περιπτώσεις των φραγμάτων η αστάθεια και επακόλουθη ανεξέλεγκτη μετακίνηση λόγω σεισμού έλαβε χώρα λόγω ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων και ενεργοποίησης της αστράγγιστης αντοχής σε κορεσμένα αμμώδη εδάφη. Όμως υπάρχουν περιπτώσεις και ακόρεστου βραχώδους εδάφους, το οποίο υφίσταται ανεξέλεγκτη μετακίνηση (βλέπε περίπτωση 2.1.10: Η κατολίσθηση στο Usoy, στο σεισμό της πρώην Σοβιετικής Ένωσης της πρώτης έκθεσης προόδου). Σε αυτές τις περιπτώσεις προφανώς η τελική τιμή της γωνίας τριβής είναι αισθητά μικρότερη από τη μέγιστη

5.3.2 Ποσοτική σύγκριση: Περιπτώσεις που θα μελετηθούν

Όπως αναφέρθηκε στην υποενότητα 4.3.1, για να είναι δυνατή η πρόβλεψη πρέπει να γνωρίζουμε τη γεωμετρία της περιοχής και την αντοχή του εδάφους. Χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης δεν χρειάζονται. Χρειάζονται αποτελέσματα δοκιμών αντοχής, κατά προτίμηση δοκιμής στρεπτικής διάτμηση, όπου μπορούν να ασκηθούν μεγάλες παραμορφώσεις. Εναλλακτικά, για τα αμμώδη εδάφη, επιτόπου δοκιμές αντοχής SPT μπορούν να δώσουν μία προσεγγιστική πρώτη εκτίμηση της αστράγγιστης αντοχής του εδάφους.

Πέραν των περιπτώσεων που έχουν προβλεφθεί στη βιβλιογραφία και δόθηκαν στην υποενότητα 4.3.3, ο παρακάτω πίνακας δίνει τις περιπτώσεις της βάσης δεδομένων που υπάρχουν επαρκή στοιχεία για πρόβλεψη.

A/A	Περίπτωση	Βιβλιο- γραφία	Περιγραφή γεωτεχνικ. συνθηκών	Τύπος κατασκευής	Τύπος δοκιμών	Μέγεθος μετακί- νησης
ΦΠ 1	Η κατολίσθηση "Nikawa" στον σεισμό Hyogoken-Nambu (Ιαπωνία)	Sassa et al, 1996.	άμμοι- άργιλοι, υψηλή στάθμη	φυσικό πρανές	στρεπτική διάτμηση	100m
ΦΠ 2	Η κατολίσθηση "Takarazuka" στον σεισμό Hyogoken- Nambu (Ιαπωνία)	Sassa et al, 1996.	άμμοι- άργιλοι υψηλή στάθμη	φυσικό πρανές	στρεπτική διάτμηση	50m

5.3.3 Ανάλυση των κατολισθήσεων "Nikawa" και "Takarazuka"

(α). Εισαγωγή

Γίνεται ανάδρομη ανάλυση δύο κατολισθήσεων που έλαβαν χώρα κατά το σεισμό του Kobe, στην Ιαπωνία, στις 17 Ιανουαρίου του 1995. Λαμβάνεται η γεωμετρία πριν την ολίσθηση και για την ανάλυση της ευστάθειας γίνεται χρήση της μεθόδου του Sarma (Sarma, 1979) η οποία θεωρεί εσωτερικές διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων με αντίσταση μεταξύ των ευθύγραμμων τμημάτων της επιφάνειας ολίσθησης και

βρίσκει τον πιο κρίσιμο συνδυασμό των κλίσεων αυτών. Η μέθοδος έχει το πλεονέκτημα ότι αφορά επιφάνεια ολίσθησης αποτελούμενη από ευθύγραμμα τμήματα (που προσομοιάζει την επιφάνεια ολίσθησης στις περιπτώσεις που θα μελετηθούν), και, επιπροσθέτως λαμβάνει υπόψιν την ενέργεια που χάνεται εσωτερικά κατά την ολίσθηση.

(β). Γεωμετρία κατολισθήσεων και παραδοχές για την ανάλυση

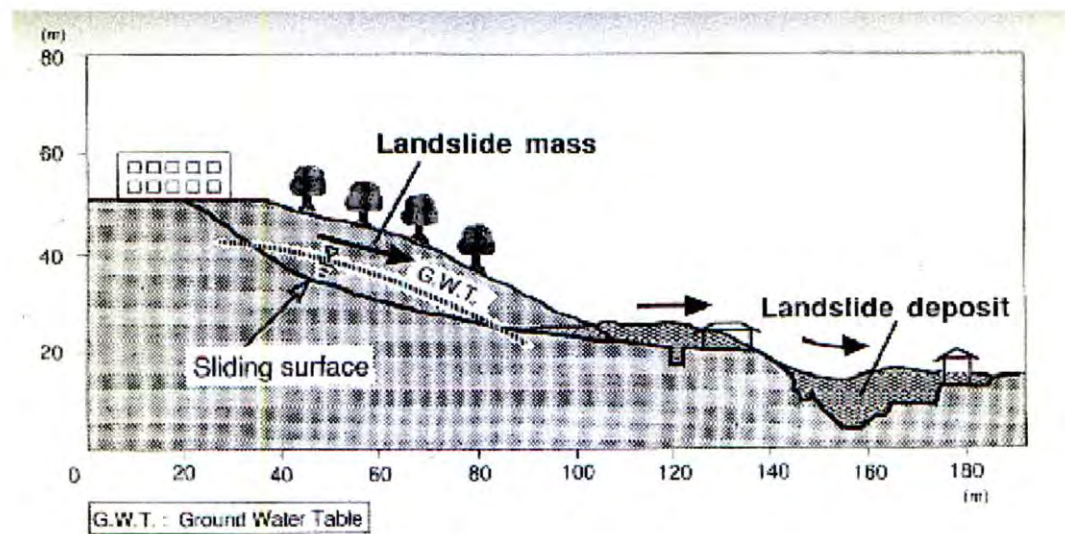
Τα Σχ. 5.3.1 και 5.3.2 δίνουν την γεωμετρία των δύο κατολισθήσεων. Τα Σχ. 5.3.3 και 5.3.4 δείχνουν την γεωμετρία που θεωρήθηκε στην ανάλυση της ευστάθειας των δύο ολισθήσεων με τη μέθοδο Sarma (1979). Και για τις δύο κατολισθήσεις γίνεται η παραδοχή ότι η τιμή της γωνίας τριβής για τα τμήματα εκείνα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται πάνω από την στάθμη των υπογείων υδάτων είναι ενιαία και ίση με (α) $\phi=32^\circ$, ή (β) $\phi=37^\circ$. Για τα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης γίνεται επίσης η παραδοχή ότι η αντοχή είναι ενιαία σε όλη την έκταση και είτε ισχύει $c=0$ και $\phi \neq 0$ είτε ισχύει ότι $c \neq 0$ και $\phi=0$.

(γ). Αποτελέσματα και σύγκριση των αναλύσεων με τα αποτελέσματα των δοκιμών

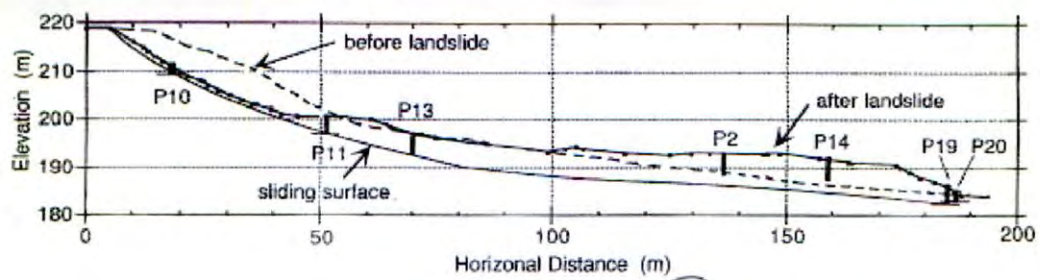
Τα Σχ. 5.3.5 και 5.3.6 δίνουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις δύο κατολισθήσεις. Συγκεκριμένα, δίνεται η τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης συναρτήσει είτε της συνοχής c (για $\phi=0$), είτε της γωνίας τριβής ϕ (για $c=0$). Εάν υποτεθεί λοιπόν ότι η αντοχή για τα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την στάθμη υπογείων υδάτων αντιπροσωπεύεται από την γωνία τριβής (α) $\phi=32^\circ$, ή (β) $\phi=37^\circ$, προκύπτει ότι για αστάθεια (δηλαδή για $a_c=0$) η τιμή της γωνίας τριβής ϕ_u είναι 8 και 11° για τη κατολίσθηση της "Nikawa" και 10 και 11° για τη κατολίσθηση της "Takarazuka". Οι τιμές αυτές είναι μεγαλύτερες από την τελική γωνία τριβής των λεπτομερών εργαστηριακών αναλύσεων ($\phi_u=8.5^\circ$), και άρα προβλέπεται αστάθεια.

5.3.4 Βιβλιογραφία

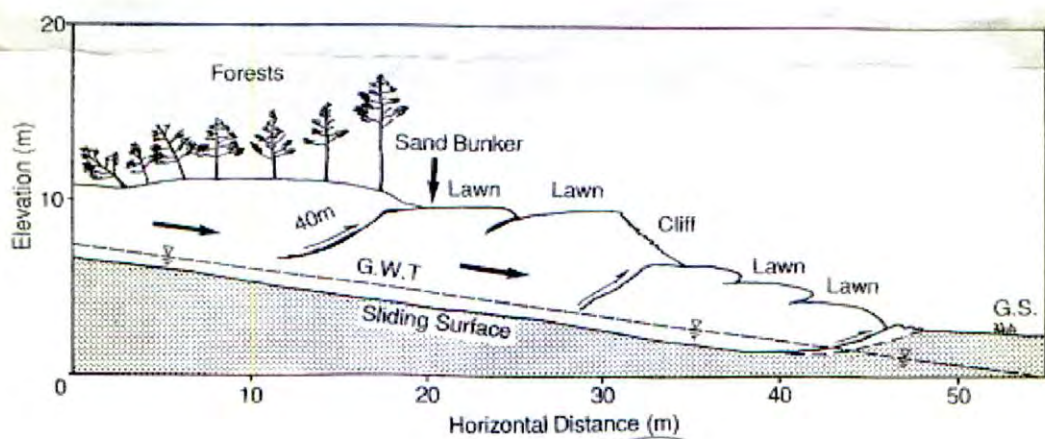
- Sarma S.K. (1979): "Stability analysis of embankments and slopes," Journal of Geotechnical Engineering ASCE; Vol.105, No. 12, pp. 1511-1524.
- Sassa K., Fukuoka H., Scarascia-Mugnozza G., Evans S.: "Earthquake-induced-landslides: Distribution, motion and mechanisms", *Special Issue of Soils and Foundations*, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 53-64.



Σχ. 5.3.1. Τομή κατολίσθησης Nikawa, Ιαπωνία, σεισμός του Kobe (17-01-1995)

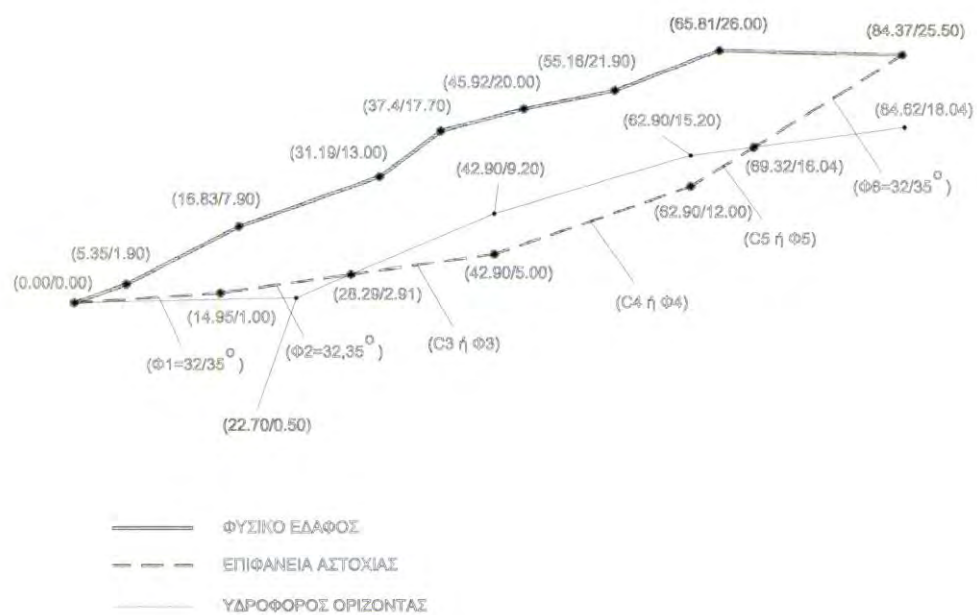


(α)

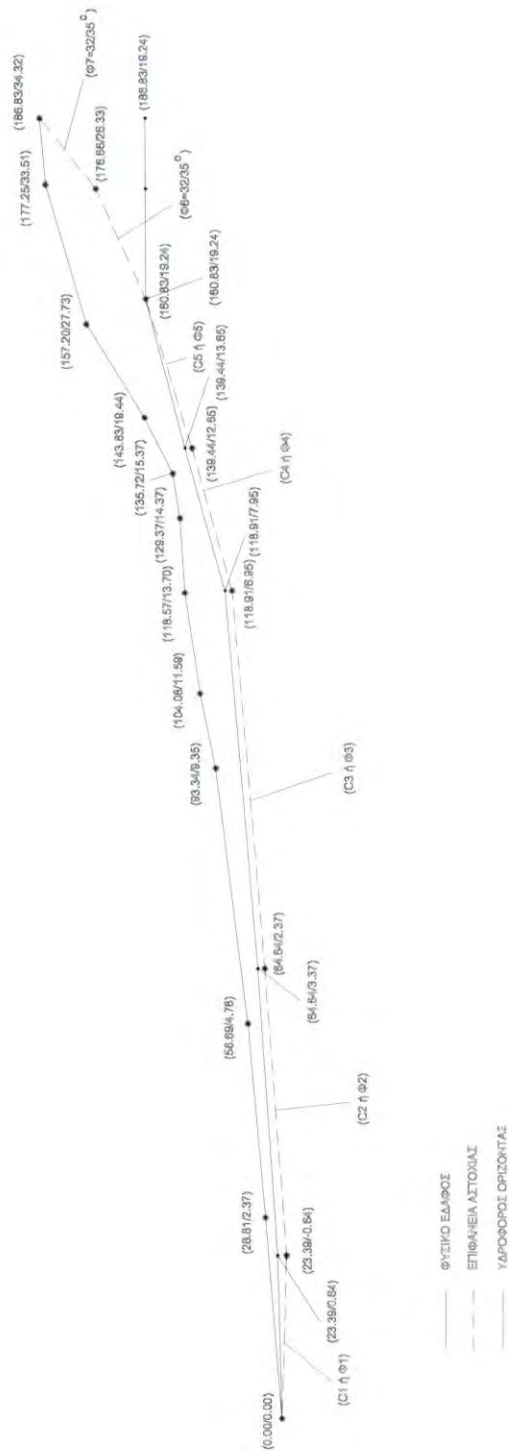


(β)

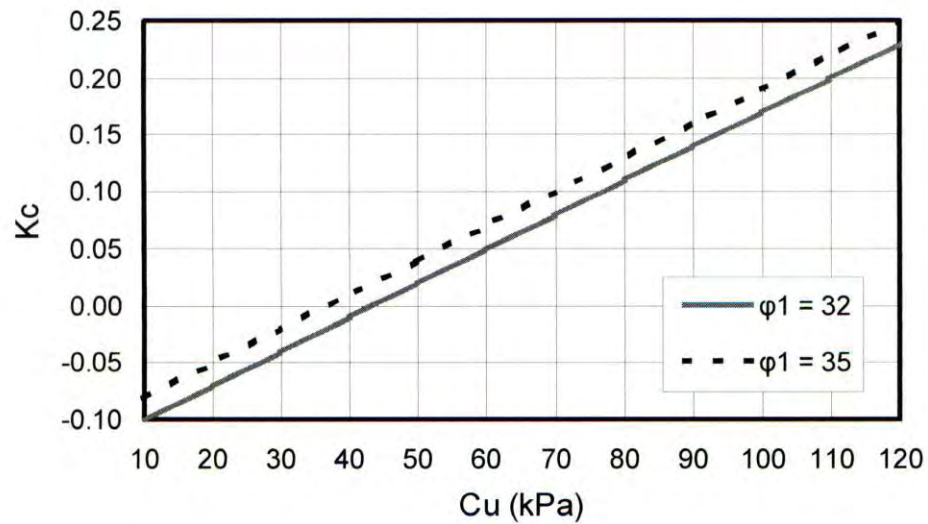
Σχ. 5.3.2. Τομή κατολίσθησης Takarazuka, Ιαπωνία, σεισμός του Kobe (17-01-1995):
α) γεωμετρία πριν και μετά την ολίσθηση, β) λεπτομέρεια της περιοχής του
ποδός



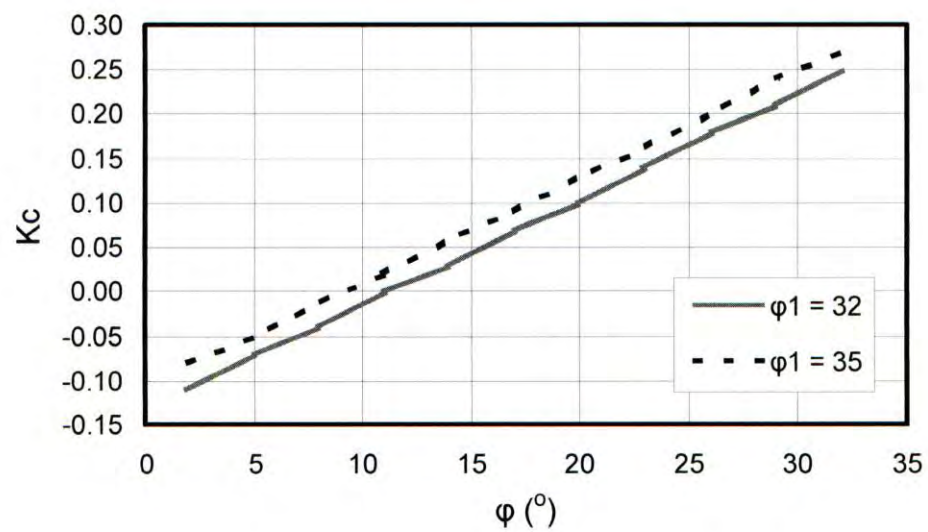
Σχ. 5.3.3. Θεωρούμενη γεωμετρία για την ανάδρομη ανάλυση της κατολίσθησης Nikawa



Σχ. 5.3.4. Θεωρούμενη γεωμετρία για την ανάδρομη ανάλυση της κατολίσθησης Takarazuka

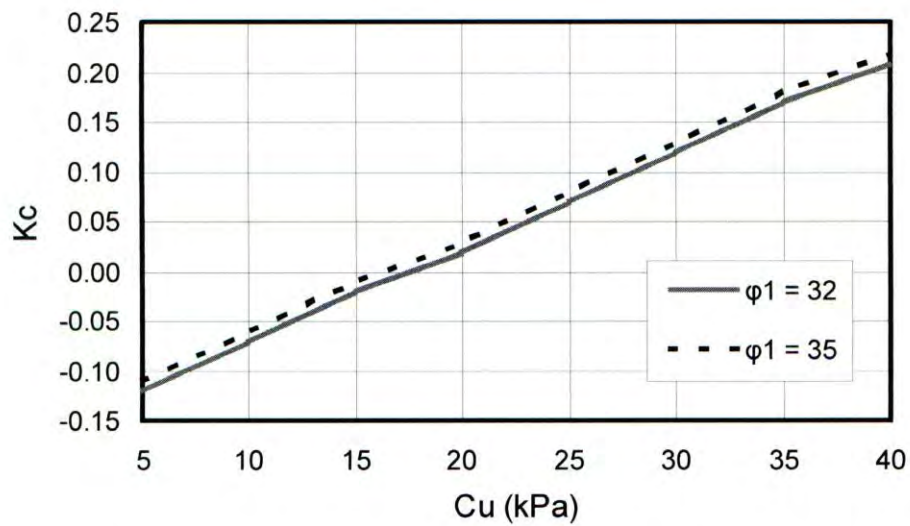


(α)

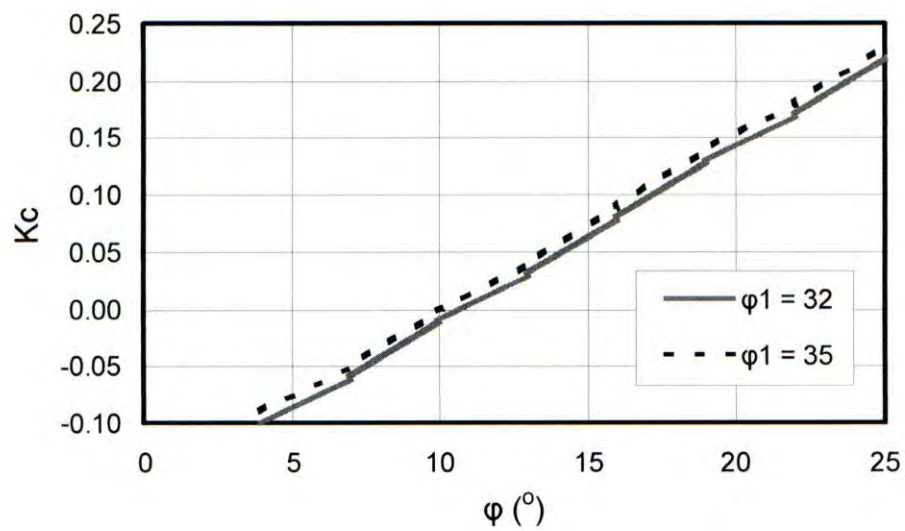


(β)

Σχ. 5.3.5. Κατολίσθηση Νίκawa. Συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης K_c σε συνάρτηση με την τιμή της αντοχής στα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης: α) υποτίθεται $C_u \neq 0$, $\phi = 0$, β) $\phi \neq 0$, $C_u = 0$



(α)



(β)

Σχ. 5.3.6. Κατολίσθηση Takarazuka. Συντελεστής κρίσιμης επιτάχυνσης K_c σε συνάρτηση με την τιμή της αντοχής στα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια ολίσθησης: α) υποτίθεται $C_u \neq 0$, $\phi = 0$, β) $\phi \neq 0$, $C_u = 0$

5.4 Σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση

5.4.0. Γενικά

Παρακάτω πρώτα γίνεται ποιοτική σύγκριση της συμπεριφοράς περιπτώσεων της βάσης δεδομένων όσον αφορά τη σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση. Κατόπιν γίνεται ποσοτική σύγκριση: Περιγράφονται οι περιπτώσεις που θα μελετηθούν στο παρόν κεφάλαιο, και οι περιπτώσεις που θα μελετηθούν στο επόμενο αφού αναπτυχθούν τα μοντέλα απαραίτητα για την πρόβλεψη. Κατόπιν γίνονται οι προβλέψεις και σχολιάζεται η ακρίβεια των προβλέψεων.

5.4.1 Ποιοτική σύγκριση της σεισμικής μετακίνησης που καταγράφηκε στην βάση δεδομένων, με προβλέψεις της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, ή παραλλαγών της

Αναφέρθηκε στην ενότητα 4.4 ότι απλές μέθοδοι που υπολογίζουν τη σεισμική μετακίνηση εδαφικών μαζών σε διάτμηση, δηλαδή που δεν σχετίζονται με πυκνοποίηση, βασίζονται στη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, ή παραλλαγές της. Αυτές οι μέθοδοι, σε συνδυασμό με εκτίμηση της ευστάθειας, για να μπορούν να εφαρμοσθούν προϋποθέτουν ότι η σεισμική μετακίνηση λαμβάνει χώρα (α) προς τη διεύθυνση της μέγιστης διατμητικής τάσης και (β) σε περιοχή μικρού πάχους, ή σε επιφάνεια ολίσθησης.

Σύμφωνα με τη βάση δεδομένων (κεφάλαιο 1), οι περιπτώσεις σεισμικής μετακίνησης λόγω προσωρινής αστοχίας σε διάτμηση χωρίζονται στις ακόλουθες κατηγορίες: (i) Φυσικά πρηνή, (ii) Φράγματα, (iii) Τοίχοι αντιστήριξης (ξηρό έδαφος), (iv) Επιχώματα, (v) Κρηπιδότοιχοι, (vi) Παράκτια πρηνή (πλευρική εξάπλωση), (vii) Θεμελιώσεις. Επειδή τα Φυσικά πρηνή ουσιαστικά δεν διαφέρουν από τα παράκτια, ουσιαστικά έχουμε τις κατηγορίες (α) Φυσικά πρηνή, (β) Φράγματα, (γ) Τοίχοι αντιστήριξης (ξηρό έδαφος), (δ) Επιχώματα, (ε) Κρηπιδότοιχοι, και (ζ) Θεμελιώσεις.

Για την περίπτωση των φυσικών και παράκτιων πρηνών, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι:

- το έδαφος κινείται κατωφερικά
- μεγάλη πλευρική μετακίνηση οφείλεται κυρίως σε ρευστοποίηση αμμωδών κορεσμένων εδαφών ή δραματικής μείωσης της αντοχής ξηρών εδαφών ή αργίλων, σε συνδυασμό με "έστω και μικρή" κλίση
- ιδιαίτερα όταν η σχετική μετακίνηση είναι μεγάλη, συμβαίνει συχνά σε επιφάνειες χαμηλής αντοχής και μικρού πάχους.
- τα φαινόμενα που παρατηρούνται είναι παρόμοια σε περιπτώσεις σε διαφορετικές περιοχές και λόγω διαφορετικών σεισμών

Συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της ευστάθειας πρηνών και της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, υπό την προϋπόθεση ότι η αντοχή του εδάφους και η σεισμική επιτάχυνση θα προσδιορισθούν ικανοποιητικά, θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο και τη σεισμική μετακίνηση.

Για την περίπτωση των φραγμάτων, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι:

- η σχετική μετακίνηση συμβαίνει συχνά σε επιφάνειες που βρίσκονται μέσα σε στρώσεις μικρού πάχους. Αυτό είναι ιδιαίτερα σαφές στις μεγαλύτερες (π.χ. >1m) μετακινήσεις όπου παρατηρείται επιφάνεια ολίσθησης.
- οι μεγάλες σεισμικές μετακινήσεις λαμβάνουν χώρα στο ανάντη τμήμα του φράγματος όπου υπάρχει υψηλή στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, προφανώς διότι

σε αυτήν την περιοχή η (μικρή) αστράγγιστη αντοχή του εδάφους καλύπτει ευρύτερη περιοχή.

- Οι μεγάλες μετακινήσεις σε διατμητική αστοχία συνεχίζονται μέχρις ότου επιτευχθούν μικρότερες κλίσεις.

- οι επιφάνειες ολίσθησης ευρίσκονται εντός της μάζας των φραγμάτων

Συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, υπό την προϋπόθεση ότι η αντοχή του εδάφους και η σεισμική επιτάχυνση θα προσδιορισθούν ικανοποιητικά, θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο, και τη σεισμική μετακίνηση.

Για την περίπτωση των τοίχων αντιστήριξης, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι:

- Η σεισμική αστοχία γίνεται με διάφορους τρόπους, που εξαρτάται κυρίως από τον τύπο του τοίχου και τη γεωμετρία του αντιστηριζόμενου εδάφους

- Σε ορισμένες περιπτώσεις η αστοχία οφείλεται στην μεγάλη δυναμική τάση που ασκείται στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού που λόγω της μεγάλης δυναμικής ροπής στον τοίχο προκαλείται είτε περιστροφή του τοίχου με το πάνω τμήμα του να κινείται μακριά από το αντιστηριζόμενο έδαφος, είτε, στη περίπτωση που ο τοίχος είναι πολύ λεπτός, θραύση του τοίχου.

- Σε άλλες περιπτώσεις η αστοχία οφείλεται σε επιφάνεια ολίσθησης κάτω από τον τοίχο, που διαπερνά το αντιστηριζόμενο έδαφος.

Συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος-σε-κεκλιμένο-επίπεδο, θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο σε ορισμένες μόνον περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε άλλες περιπτώσεις, πρέπει να υπολογισθεί το μέγεθος της δυναμικής τάσης και να ελεγχθεί η αντίσταση του τοίχου και η στροφή του τοίχου σε αυτές τις τάσεις. Μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών τάσεων είναι πέραν των σκοπών του παρόντος ερευνητικού προγράμματος.

Για την περίπτωση των αναχωμάτων, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι

- η σχετική μετακίνηση συμβαίνει συχνά, ιδιαίτερα όταν η μετακίνηση είναι μεγάλη, σε επιφάνειες χαμηλής αντοχής και μικρού πάχους.

- οι επιφάνειες ολίσθησης σε σεισμό συνήθως ευρίσκονται είτε εντός της μάζας των επιχωμάτων, είτε διαπερνούν το φυσικό έδαφος θεμελίωσης σε μικρό βάθος.

- οι μεγάλες σεισμικές μετακινήσεις συχνά σχετίζονται με υψηλή στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και κορεσμένη άμμο που ρευστοποιείται.

Συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος-σε-κεκλιμένο-επίπεδο, υπό την προϋπόθεση ότι η αντοχή του εδάφους και η σεισμική επιτάχυνση θα προσδιορισθούν ικανοποιητικά, θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο, και τη σεισμική μετακίνηση.

Για την περίπτωση των κρηπιδότοιχων, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι:

- η αστοχία οφείλεται σε επιφάνεια ολίσθησης κάτω από τον τοίχο, που διαπερνά το αντιστηριζόμενο έδαφος. Εάν και παρατηρείται συνήθως και στροφή του κρηπιδότοιχου, αυτή δεν προκαλεί ανατροπή του τοίχου, και δεν θεωρείται τόσο κρίσιμη όσο η σεισμική μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα

- στις περιπτώσεις που προκαλείται ρευστοποίηση στο υπέδαφος, προκαλείται μεγάλη μετακίνηση του τοίχου

Συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, υπό την προϋπόθεση ότι η αντοχή του εδάφους και η σεισμική επιτάχυνση θα προσδιορισθούν ικανοποιητικά, θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο, και τη σεισμική μετακίνηση.

Για την περίπτωση των θεμελιώσεων, οι σεισμικές αστοχίες που συλλέχθηκαν έδειξαν ότι

- Η σεισμική κατάρρευση γίνεται με διάφορους τρόπους, που εξαρτάται κυρίως από χαρακτηριστικά τόσο της θεμελίωσης, όσο και του εδάφους
- Σε ορισμένες περιπτώσεις, λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους, λαμβάνει χώρα στροφή και καθίζηση του θεμελίου. Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 2.7, υπάρχει συσχέτιση (αλλά όχι ιδιαίτερα ισχυρή) μεταξύ της καθίζησης και της στροφής του θεμελίου. Επίσης, όπως αναφέρθηκε στην 4.4.3, η καθίζηση λόγω ρευστοποίησης μπορεί να προβλεφθεί με ενεργειακά κριτήρια. Επίσης, όπως θα περιγραφεί παρακάτω (κεφάλαιο 5), η καθίζηση και στροφή του θεμελίου μπορεί να ερμηνευθεί ως αστοχία σε επιφάνεια ολίσθησης στο έδαφος κάτω από το κτίριο. Συμπεραίνεται ότι μεθοδολογία ευστάθειας πρανών και παραλλαγής της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (βλέπε κεφάλαιο 4), υπό την προϋπόθεση ότι η αντοχή του εδάφους και η σεισμική επιτάχυνση θα προσδιορισθούν ικανοποιητικά, εκτιμάται ότι θα δώσει τον σεισμικό κίνδυνο για στροφή και καθίζηση του θεμελίου.

Βάσει όλων των παραπάνω, συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, ή παραλλαγών της, μπορούν να αποτελέσουν απλές μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης (α) φυσικών πρανών, (β) φραγμάτων, (γ) ορισμένων τύπων τοίχων αντιστήριξης, (δ) επιχωμάτων, (ε) κρηπιδότοιχων, και (ζ) θεμελιώσεων.

5.4.2 Ποσοτική σύγκριση – περιπτώσεις που θα μελετηθούν

(α). Περιπτώσεις που θα προβλεφθούν στη παρούσα έρευνα

Στην ενότητα 4.4.4 δόθηκαν προβλέψεις της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση που βρέθηκαν στην βιβλιογραφία με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο ή παραλλαγών της τόσο αριθμητικών ελαστο-πλαστικών αναλύσεων, όσο και της επιτόπου συμπεριφοράς. Στη παρούσα ενότητα θα δοθούν πρόσθετες προβλέψεις.

Αναφέρθηκε ότι οι αναλυτικές μέθοδοι έδειξαν ότι υπάρχουν τέσσερις κατηγορίες σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε που πρέπει να εξετασθούν χωριστά: (α) περίπτωση μη σημαντικής μεταβολής της γεωμετρίας και αντοχής, (β) περίπτωση σημαντικής μεταβολής της γεωμετρίας κατά την ολίσθηση χωρίς μείωση της αντοχής (ή ρευστοποίηση), (γ) ολίσθηση λόγω εκτεταμένης μείωσης της αντοχής του εδάφους (συνήθως εξ' αιτίας ρευστοποίησης) και (δ) καθίζηση και στροφή θεμελιώσεων κτιρίων λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους. Οι περιπτώσεις που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία όπου προβλέψεις της σεισμικής μετακίνησης δεν υπάρχουν και μπορούν να γίνουν επειδή η γεωμετρία δεν είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη και υπάρχουν στοιχεία τόσο της αντοχής του εδάφους, όσο και της γεωμετρίας, συναρτήσει της κατηγορίας δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.4.1. Περιπτώσεις των οποίων η σεισμική μετακίνηση θα προβλεφθεί στην παρούσα έρευνα, ανά κατηγορία.

Κατηγορία (α)

A/A	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Γεωτεχν. συνθήκες	Στοιχεία αντοχής	Τύπος κατασκευ.	Μέγεθος μετακίν.
A1	Τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimura et al	Nishimura et al, 1995	Ξηρή άμμος	δεδομένα	Τοίχος βαρύτητας	0.05m

Κατηγορίες (β) – (α)

A/A	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Γεωτεχν. συνθήκες	Στοιχεία αντοχής	Τύπος κατασκευ.	Μέγεθος μετακίν.
B1	Τοίχος αντιστήριξης που μελετήθηκε αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi	Modaressi and Lopez-Caballero, (2001)	Ξηρή άργιλος	δεδομένα	Τοίχος βαρύτητας	0.1-0.6m

Περίπτωση (γ)

A/A	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Γεωτεχν. συνθήκες	Στοιχεία αντοχής	Τύπος κατασκευ.	Μέγεθος μετακίν.
Γ1	Η κατολίσθηση του "Chonan Middle School" (Ιαπωνία) – Ο σεισμός Chiba	Ishihara, 1993.	ακόρεστη και καρεσμένη άμμος	Εργαστηρ. δοκιμές και δοκιμές SPT	Φυσικό πρανές	5m
Γ2	Φράγμα "La Palma", Χιλή	De Alba et al, 1988	ακόρεστη και κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Φράγμα	5m
Γ3	Κατάντι τμήμα του Φράγματος "La Marquesa", Χιλή	De Alba et al, 1988	ακόρεστη και κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Φράγμα	5m
Γ4	Επιχώματα του ποταμού Kushiro στο σεισμό του Kushiro-oki (Ιαπωνία)	Kaneko et al (1995)	Κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Επίχωμα	2m
Γ5	Επίχωμα Οδικής Γέφυρας Ρυμνίου, Γρεβενά	Tika and Pitilakis, 1999	ακόρεστη και κορεσμένη άμμος	Εργαστηρ. δοκιμές και δοκιμές SPT	Επίχωμα	2m
Γ6	Επίχωμα του King Harbor Redondo Beach, California	Kerwin and Stone (1997)	κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Επίχωμα	3m
Γ7	Κρηπιδότοιχος- Νήσου Rokko στο σεισμό του Hyogoken-Nambu (Kobe, Ιαπωνία)	Inagaki et al, 1996	Κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Κρηπιδοτόιχος	1-5m

Περίπτωση (δ)

A/A	Περίπτωση	Βιβλιογραφία	Γεωτεχν. συνθήκες	Στοιχεία αντοχής	Τύπος κατασκευής	Μέγεθος μετακίνησης
Δ1	Καθίζηση και στροφή κτιρίων λόγω ρευστοποίησης στον σεισμό του Kocaeli (Adapazari, Τουρκία (1999)	Yoshida et al, 2001	Κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Θεμελίωση	0-1.5m
Δ2	Καθίζηση και στροφή κτιρίων στην πόλη Dagupan, Φιλιππίνες - Ο σεισμός του Luzon Island (Φιλιππίνες 1990)	Acacio et al, 2001.	Κορεσμένη άμμος	δοκιμές SPT	Θεμελίωση	0-1.5m

Πρέπει να αναφερθεί ότι οι παραπάνω περιπτώσεις A1 και B1 δεν αφορούν μετρήσεις στο ύπαιθρο. Όμως κρίθηκε αναγκαία να συμπεριληφθούν, επειδή (α) πρόκειται για καλά τεκμηριωμένες περιπτώσεις από (i) μετρήσεις στη δονητική τράπεζα και (ii) αριθμητικές αναλύσεις με ελαστικο-πλαστικές μεθόδους που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την επαλήθευση μεθόδων πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης και (β) δεν βρέθηκε καλά καταγεγραμμένη σεισμική συμπεριφορά τοίχου βαρύτητας (που αντιστηρίζει ακόρεστο έδαφος) στο ύπαιθρο.

Αναφέρθηκε παραπάνω ότι πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης αφορά τις κατηγορίες Φυσικά πρανή, Φράγματα, Τοίχοι αντιστήριξης (ξηρό έδαφος), Επίχωματα, Κρηπιδότοιχοι, Θεμελιώσεις. Παρατηρείται ότι στον παραπάνω πίνακα

υπάρχουν περιπτώσεις από τις παραπάνω κατηγορίες. Επίσης παρατηρείται ότι η μετακίνηση έχει μεγάλο ευρος τιμών, δηλαδή κυμαίνεται από ολίγα cm έως πολλά m. Τέλος, παρατηρείται ότι αρκετές περιπτώσεις αφορούν μόνον κορεσμένο έδαφος κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, άλλες αφορούν έδαφος τόσο πάνω, όσο και κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, ενώ δύο περιπτώσεις αφορούν μόνον ξηρό έδαφος.

Για τις παραπάνω περιπτώσεις Γ2, Γ3, Γ5 υπάρχουν προβλέψεις της σεισμικής μετακίνησης στη βιβλιογραφία που δόθηκαν στην ενότητα 4.4.4. Όμως οι προβλέψεις κρίνονται ανεπαρκείς. Ειδικότερα, για το Κατάντι τμήμα του Φράγματος “La Marquesa”, Χιλή, και το φράγμα La Palma οι προβλέψεις κρίνονται ανεπαρκείς επειδή το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε θεωρεί ασράγγιστη αντοχή του εδάφους σε όλη την επιφάνεια ολίσθησης, κάτι που είναι μία προσέγγιση επειδή η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε αρκετό βάθος. Η πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης για το Επίχωμα της Οδικής Γέφυρας Ρυμνίου, Γρεβενά κρίνεται επίσης ανεπαρκής επειδή δεν ελήφθη υπόψιν η μεταβολή της γεωμετρίας με την μετακίνηση, που θεωρείται ότι επηρέασε σημαντικά τις προβλέψεις.

(β). Περιπτώσεις που δεν θα προβλεφθούν στο παρόν κεφάλαιο

Όταν έγινε προσπάθεια πρόβλεψης των παραπάνω περιπτώσεων με τις υπάρχουσες μεθόδους, έγινε αντιληπτό ότι, εκτός από τις περιπτώσεις Α1, Β2, Γ6, Γ7 οι υπάρχουσες μέθοδοι δεν επαρκούν.

Όσον αφορά τις περιπτώσεις Γ1 - Γ5, ο λόγος είναι ότι το μοντέλο των Stamatopoulos et al (2000), που πρέπει να χρησιμοποιηθεί επειδή πρέπει να ληφθεί υπόψιν η μεταβολή της γεωμετρίας με τη μετακίνηση, προϋποθέτει ασράγγιστη αντοχή κατά μήκος όλης της επιφάνειας ολίσθησης. Όμως, σε αυτές τις περιπτώσεις επειδή το έδαφος δεν είναι τελείως κορεσμένο, αυτή η παραδοχή δεν ισχύει και το άνω τμήμα της επιφάνειας ολίσθησης πρέπει να περιλαμβάνει και τριβή. Όσον δε αφορά τις περιπτώσεις Δ οι υπάρχουσες μέθοδοι προβλέπουν ότι τι θεμέλιο υπόκειται σε ομοιόμορφη καθίζηση, χωρίς να στρέφεται, αντίθετα με τη συμπεριφορά που καταγράφηκε επιτόπου. Γι' αυτούς τους λόγους, στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος θα αναπτυχθούν νέες μέθοδοι που θα χρησιμοποιηθούν για την πρόβλεψη αυτών των περιπτώσεων.

Παρακάτω θα προβλεφθούν οι περιπτώσεις της σεισμικής μετακίνησης Α1, Β2, Γ6, Γ7. Στο επόμενο κεφάλαιο θα περιγραφούν οι νέες μέθοδοι που θα αναπτυχθούν και θα εφαρμοσθούν για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης στις υπόλοιπες περιπτώσεις.

5.4.3. Περίπτωση κατηγορίας (α): Τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimara et al (1995)

Οι Nishimara et al (1995) εκτέλεσαν στη δονητική τράπεζα δοκιμές που μελετούν τη σεισμική συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης σε οριζόντια δυναμική διέγερση. Η απλούστερη γεωμετρία της οποίας είναι δυνατή η πρόβλεψη της κρίσιμης επιτάχυνσης με απλές μεθόδους αντιστοιχεί στην δοκιμή 3 (Σχ 5.4.1). Οι παράμετροι αντοχής του αντιστηριζόμενου εδάφους ϕ_B , στην επαφή του τοίχου με έδαφος θεμελίωσης ϕ_W και στην επαφή του τοίχου με έδαφος αντιστήριξης ϕ_I των δοκιμών είναι $\phi_B = 30^\circ$, $\phi_W = 15.2^\circ$, και $\phi_I = 20^\circ$. Επίσης ο τοίχος έχει μήκος 0.45m, ύψος 0.35m και $\gamma = 2.23 \text{ t/m}^3$. Κατά τις δοκιμές η ασκούμενη ταλάντωση υπερέβη την κρίσιμη επιτάχυνση, και σχετική μετακίνηση του τοίχου έλαβε χώρα, μόνον κατά τη διάρκεια ενός κύκλου ημιτονοειδούς ταλάντωσης με περίοδο 0.5sec και $a_{\max} = 0.4g$ (και άρα η γωνιακή συχνότητα είναι 12.56/sec και η μέγιστη ταχύτητα $V_{\max} = 0.38 \text{ m/s}$).

Για την πρόβλεψη με απλοποιημένες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού πρώτα υπολογίσθηκε η κρίσιμη επιτάχυνση με τις μεθόδους Richards-Elms (R-E) και Stamatopoulos and Velgaki (S-V), που περιγράφηκαν στη ενότητα 4.4.3δ. Η υπολογισθείσα κρίσιμη επιτάχυνση με τις δύο μεθόδους είναι η ίδια και δίνεται στον πίνακα 5.4.2. Η μέθοδος S-V προβλέπει επιπροσθέτως και την κλίση της εδαφικής σφήνας, που δίνεται στον πίνακα 5.4.2. Παρατηρείται ότι οι υπολογισθείσες τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης και της κλίσης συμφωνούν με τις μετρηθείσες.

Κατόπιν διερευνήθηκε η μεταβολή της ασκούμενης ταλάντωσης καθώς διέρχεται από το επίχωμα του τοίχου. Εκτελέστηκε δυναμική ανάλυση που έδειξε ότι η εισερχόμενη ταλάντωση, κυρίως λόγω του μικρού ύψους του τοίχου, δεν μεταβάλλεται.

Για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης από την κρίσιμη επιτάχυνση και ασκούμενη ταλάντωση, χρησιμοποιήθηκε (α) αριθμητική ολοκλήρωση της σεισμικής ταλάντωσης με τη σχέση (4.4.6) και το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki (S-V) και (β) οι εμπειρικές σχέσεις των Richards-Elms (R-E), Wong (W), Nadim and Whitman (N-W) και Ambraseys and Menu (AM), που περιγράφηκαν στη ενότητα 4.4.3δ. Όσον αφορά το μοντέλο S-V, μπορεί να αναφερθεί ότι ο συντελεστής Z της εξίσωσης (4.4.11) ισούται με 0.95, και επειδή η σεισμική μετακίνηση είναι πολύ μικρή, μεταβολές τις γεωμετρίας δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Συμπεραίνεται ότι οι προβλέψεις της μεθόδου είναι παρόμοιες με την απρόβλεψη της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο με αριθμητική ολοκλήρωση.

Ο πίνακας 5.4.2 συγκρίνει μετρηθείσες και υπολογισθείσες τιμές της σεισμικής μετακίνησης. Παρατηρείται ότι η αριθμητική ολοκλήρωση και μέθοδος των Stamatopoulos and Velgaki (που και αυτή ολοκληρώνει αριθμητικά τη σεισμική ταλάντωση), είναι περισσότερο ακριβείς από τις εμπειρικές σχέσεις. Όσον αφορά τις εμπειρικές σχέσεις, περισσότερο ακριβής είναι η μέθοδος Ambraseys and Menu (μέση τιμή). Οι μέθοδοι R-E και N-W είναι υπερβολικά συντηρητικές, ενώ οι μέθοδος του Wong προβλέπει μετακίνηση πολύ μικρότερη της πραγματικής.

Πίνακας 5.4.2. Μετρηθείσες και υπολογισθείσες τιμές του τοίχου βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimura, et al. (1995).

	α_{cr} (°)	a_c (g)	U (cm)	Υπολογισμός U / μέτρηση	Υπολογισμός U - μέτρηση (cm)
ΜΕΤΡΗΘΕΝ	(περίπου) 50	(περίπου) 0.2	(περίπου) 5		-
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο R-E	-	0.16	10	2.5	6.6
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο Stamatopoulos and Velgaki	46	0.16	4.4	0.9	-0.6
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με αριθμητική ολοκλήρωση (4.4.6)	-	(0.16)	10	2.5	6.6
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο Wong	-	(0.16)	2	0.4	- 5
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο Nadim and Whitman	-	(0.16)	28	2.5	23.6
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο Ambraseys and Menu (μέση τιμή)	-	(0.16)	6	1.3	1.6
ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΟ με τη μέθοδο Ambraseys and Menu (άνω όριο)	-	(0.16)	13	2.6	8

5.4.4. Περίπτωση κατηγορίας (β) – (α): Τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi

(α). Το πρόβλημα

Το πρόβλημα που μελετήθηκε περιγράφηκε στη υποενότητα 5.1.2. Οι παράμετροι αντοχής του αντιστηριζόμενου εδάφους ϕ_B στην επαφή του τοίχου με έδαφος θεμελίωσης ϕ_W και στην επαφή του τοίχου με έδαφος αντιστήριξης ϕ_I είναι $\phi_B = 26^\circ$ (Περίπτώσεις 1, 2) ή 30° (Περίπτωση 3), $\phi_W = 18^\circ$ και $\phi_I = 11^\circ$. Όσον αφορά τον τοίχο, $H=8\text{m}$ και $\gamma=17.8\text{Kpa}$. Πέραν των προβλέψεων της ταλάντωσης σε διάφορες θέσεις που αναφέρθηκαν στην 5.1.2, η ελαστο-πλαστική ανάλυση προέβλεψε και την μετακίνηση του τοίχου για διάφορες περιπτώσεις ταλάντωσης, όπως δίδεται στον πίνακα 5.4.3.

Για την πρόβλεψη με απλοποιημένες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού πρώτα υπολογίστηκε η κρίσιμη επιτάχυνση με τις μεθόδους Richards-Elms (R-E) και Stamatopoulos and Velgaki (S-V), που περιγράφηκαν στη ενότητα 4.4.3δ. Η υπολογισθείσα κρίσιμη επιτάχυνση με τις δύο μεθόδους είναι η ίδια και στις περιπτώσεις 1 και 2 και στην αρχική γεωμετρία είναι $a_c=0.016g$, που αντιστοιχεί σε κλίση $\alpha_2=54^\circ$. Στη περίπτωση 3 η κρίσιμη επιτάχυνση στην αρχική γεωμετρία είναι $a_c=0.044g$, που αντιστοιχεί σε κλίση $\alpha_2=55^\circ$.

Η ασκούμενη ταλάντωση είναι αυτή που (α) αυτή που ασκήθηκε στο βραχώδες υπόβαθρο και (β) αυτή που υπολογίστηκε με ισοδύναμη-ελαστική δυναμική ανάλυση για κάθε περίπτωση σεισμικής ταλάντωσης και περιγράφηκε στην υποενότητα 5.1.3. Ειδικά, στο (β) ασκήθηκε η ταλάντωση που υπολογίστηκε, σύμφωνα με την 4.4.2, στο μέσο βάθος της επιφάνειας ολίσθησης του συστήματος τοίχος-αντιστηριζόμενο έδαφος, που ελήφθη ως 5m , που αντιστοιχεί σε βάθος $2/3H$, όπου H είναι το ύψος του τοίχου.

Παρακάτω η σεισμική μετακίνηση του τοίχου προβλέπεται με διάφορες μεθόδους.

(β). Πρόβλεψη με απλοποιημένη μέθοδο με αριθμητική ολοκλήρωση

Για την πρόβλεψη με απλοποιημένες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού με αριθμητική ολοκλήρωση χρησιμοποιήθηκε (α) αριθμητική ολοκλήρωση της σεισμικής ταλάντωσης με τη σχέση (4.4.6) και (β) το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki που περιγράφηκε στη ενότητα 4.4.3δ και λαμβάνει υπόψιν την μεταβολή της γεωμετρίας. Πρέπει δε να αναφερθεί ότι επειδή ο συντελεστής Z της εξίσωσης (4.4.11) ισούται με 1.0, η διαφορά των προβλέψεων των δύο μοντέλων αντιστοιχεί στη προσμείωση της μεταβολής της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου εδάφους με τη μετακίνηση με το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki.

Ο πίνακας 5.4.3 δίδει την υπολογισθείσα μετακίνηση του τοίχου από την ελαστοπλαστική ανάλυση των Modaressi and Coballero (2001) και τις προβλέψεις με τα δύο απλοποιημένα μοντέλα. Κατ' αρχάς παρατηρείται ότι όταν ασκήθηκε η ταλάντωση που υπολογίσθηκε από την ελαστική δυναμική μέθοδο, η σεισμική μετακίνηση του τοίχου που υπολογίσθηκε είναι μικρότερη της μετρηθείσας. Ο λόγος της πρόβλεψης προς τη μέτρηση κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 0.5. Όταν δε ασκήθηκε η ταλάντωση που υπολογίσθηκε από την ελαστική δυναμική μέθοδο, παρατηρείται ότι :

- (α) Για πολύ μικρή τιμή του a_c ($a_c=0.016g$), αριθμητική ολοκλήρωση της σεισμικής ταλάντωσης με τη σχέση (4.4.6) προβλέπει συντηρητικά τη σεισμική μετακίνηση του τοίχου. Ο λόγος της πρόβλεψης προς τη μέτρηση κυμαίνεται μεταξύ 1.4 και 2.2. Εξάιρεση αποτελεί ο σεισμός της Καλαμάτας, που ο λόγος της πρόβλεψης προς τη μέτρηση λαμβάνει την μεγάλη τιμή του 5.7. Αυτό πιθανώς να εξηγείται από το ότι, όπως περιγράφηκε και από τους Gazetas and Uddin (1994) και αναφέρθηκε στην 4.4.4, όταν επικρατούν συνθήκες συντονισμού, η σεισμική ταλάντωση υπερεκτιμάται με την ισοδύναμη-γραμμική μέθοδο. Το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki προβλέπει με μεγαλύτερη ακρίβεια τη σεισμική μετακίνηση του τοίχου, προφανώς επειδή η επίδραση της μεταβολής της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου εδάφους με τη μετακίνηση μεταβάλλει σημαντικά τη μετακίνηση, ιδιαίτερα για μετακινήσεις μεγαλύτερες από 0.4m.

είναι καθοριστική στη σεισμική μετακίνηση, και είναι επιβεβλημένο να ληφθεί υπόψιν.

- (β) Για μεγαλύτερη τιμή του a_c ($a_c=0.044g$) αριθμητική ολοκλήρωση της σεισμικής ταλάντωσης με τη σχέση (4.4.6) και το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki προβλέπει μικρότερη σεισμική μετακίνηση κατά περίπου 0.20cm ή 50%. Βάσει της συζήτησης των ενοτήτων 4.4.3ε και 4.4.4β συμπεραίνεται ότι αυτό οφείλεται στο ότι η απλοποιημένη μέθοδος δεν λαμβάνει υπόψιν η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους.

Πίνακας 5.4.3. Καταγραφείσα μετακίνηση του τοίχου από την ελαστο-πλαστική ανάλυση των Modaressi and Coballero (2001) και υπολογισθείσα με το απλοποιημένο μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki. Δίδονται επίσης προβλέψεις εάν η μεταβολή της γεωμετρίας του αντιστηριζόμενου εδάφους με τη παραμόρφωση δεν ληφθεί υπόψιν. Η μετακίνηση είναι σε cm.

			ΠΡΟΒΛΕΨΗ u (cm)				ΠΡΟΒΛΕΨΗ / ΜΕΤΡΗΣΗ	
			όταν ασκείται η επιτάχυνση που εισάγεται στη βάση της γεωμετρίας	όταν ασκείται η επιτάχυνση που υπολογίσθηκε σε βάθος 5m	όταν ασκείται η επιτάχυνση που εισάγεται στη βάση της γεωμετρίας	όταν ασκείται η επιτάχυνση που υπολογίσθηκε σε βάθος 5m		
Περίπτωση 1								
Σεισμός, $a_{\max\text{-rock}}$ (g)	$a_{\max\text{-rock}}$ (g)	u ECP	I	II	I	II	I, II	I, II
Irp*-0.11	0.11	15	2	2	16	21	0.13, 0.13	1.07, 1.40
Irp – 0.28	0.28	33	10	11	37	58	0.30, 0.33	1.12, 1.76
Kal** – 0.28	0.28	43	18	24	115	245	0.42, 0.56	2.67, 5.70
Irp – 0.33	0.33	38	13	15	42	68	0.34, 0.39	1.11, 1.79
Irp – 0.39	0.39	45	16	20	49	80	0.36, 0.44	1.09, 1.78
Irp – 0.56	0.56	63	27	35	71	116	0.43, 0.56	1.13, 1.84
Περίπτωση 2								
Irp – 0.28	0.28	26	10	11	37	58	0.38, 0.42	1.42, 2.23
Irp – 0.39	0.39	36	16	20	49	80	0.44, 0.56	1.36, 2.22
Περίπτωση 3								
Irp – 0.28	0.28	32	7	7	19	22	0.21, 0.21	0.58, 0.67
Irp – 0.39	0.39	43	12	13	27	33	0.27, 0.29	0.60, 0.73

* Ο σεισμός της Irpinia

**Ο σεισμός της Καλαμάτας

I: Υπολογισθέν με τη μέθοδο των Stamatopoulos and Velgaki

II: Υπολογισθέν με αριθμητική ολοκλήρωση της σεισμικής ταλάντωσης με τη σχέση (4.4.6)

(γ). Πρόβλεψη με απλοποιημένη μέθοδο βασιζόμενη σε εμπειρικές σχέσεις

Για την πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης με εμπειρικές σχέσεις, σύμφωνα με την ενότητα 4.4.3 χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις που προτείνονται από τους Richard and Elms (R-E), Wong (W), Ambras. and Menu (A-M), Nadim and Whitman N-W). Πρόβλεψη με αυτές τις σχέσεις προϋποθέτει τόσο τη μέγιστη επιτάχυνση, όσο και τη μέγιστη ταχύτητα της ασκούμενης ταλάντωσης. Σε αυτές τις σχέσεις δεν αναφέρεται σε ποια θέση πρέπει να ληφθεί η ασκούμενη ταλάντωση. Οι προβλέψεις χρησιμοποιούν δύο εναλλακτικές θέσεις: στον υπερκείμενο βράχο ή σε βάθος 5m, όπως υπολογίσθηκε από τη δυναμική ανάλυση.

Ο πίνακας 5.4.4 συγκρίνει τις προβλέψεις της σεισμικής μετακίνησης με τις μετρήσεις. Βάσει των προβλέψεων, τα παρακάτω συμπεράσματα μπορούν να εξαχθούν:

- Οι προβλέψεις των εμπειρικών σχέσεων R-E, N-W είναι υπερβολικά μεγάλες
- Οι προβλέψεις της εμπειρικής σχέσης A-M είναι λιγότερο μεγάλες, ιδιαίτερα στην περίπτωση που ασκείται η ταλάντωση στον υπερκείμενο βράχο. Σε αυτή τη περίπτωση ο λόγος της προβλεφθείσας προς την μετρηθείσα μετακίνηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1.2 και 5.6.
- Οι προβλέψεις της εμπειρικής σχέσης του Wong είναι ικανοποιητικές, ιδιαίτερα στην περίπτωση που ασκείται η ταλάντωση που υπολογίσθηκε σε βάθος 5m. Σε αυτή τη

περίπτωση ο λόγος της προβλεφθείσας προς την μετρηθείσα μετακίνηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.7 και 2.3.

Πίνακας 5.4.4. Υπολογισθείσα μετακίνηση με τις απλές εμπειρικές μεθόδους και σύγκριση με τα αριθμητικά αποτελέσματα

(α) όταν ο ασκούμενος σεισμός είναι η ταλάντωση του βράχου

Περίπτωση 1

ΜΕΤΡΗΣΗ			ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ				ΠΡΟΒΛΕΨΗ / ΜΕΤΡΗΣΗ			
Σεισμός, $a_{\max\text{-rock}}$ (g)	a_{\max} (g)	V_{\max} (m/s ec)	u_{R-E}	u_W	u_{A-M} (μέση τιμή, άνω όριο)	u_{N-W}	R-E	W	A-M (μέση τιμή, άνω όριο)	N-W
Irp-0.11	0.11	0.06	0.75	0.03	0.44, 4	0.42	5.0	0.2	2.9, 27	2.8
Irp – 0.28	0.28	0.16	87	0.20	1.55, 8	2.69	>100	0.6	4.7, 24	8.2
Kal – .28	0.28	0.32	350	0.81	1.55, 8	10.78	>100	1.9	3.6, 19	25.1
Irp – 0.33	0.33	0.19	202	0.26	1.90, 9	3.50	>100	0.7	5.0, 24	9.2
Irp – 0.39	0.39	0.23	488	0.35	2.32, 10	4.65	>100	0.8	5.2, 22	10.3
Irp – 0.56	0.56	0.32	2800	0.53	3.56, >10	7.05	>100	0.8	5.6, >20	11.2

Περίπτωση 2

Irp – 0.28	0.28	0.16	87	0.20	1.55, 8	2.69	>100	0.8	5.9, 31	10.3
Irp – 0.39	0.39	0.23	488	0.35	2.32, 10	4.65	>100	1.0	6.4, 28	12.9

Περίπτωση 3

Irp – 0.28	0.28	0.16	1.58	0.08	0.39, 4	1.05	4.6	0.2	1.2, 13	3.2
Irp – 0.39	0.39	0.23	8.54	0.18	0.63, 5	2.37	19.0	0.4	1.4, 12	5.3

(β) όταν ο ασκούμενος σεισμός είναι η ταλάντωση του Cyberquake σε βάθος 5m

Περίπτωση 1

ΜΕΤΡΗΣΗ			ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ				ΠΡΟΒΛΕΨΗ / ΜΕΤΡΗΣΗ			
Σεισμός, $a_{\max\text{-rock}}$ (g)	a_{\max} (g)	V_{\max} (m/sec)	u_{R-E}	u_W	u_{A-M}	u_{N-W}	R-E	W	A-M	N-W
Irp-0.11	0.15	0.12	7.57	0.13	0.68, 6	1.78	50	0.9	4.6, 40	11.8
Irp – 0.28	0.45	0.28	1112	0.47	2.75, 9	6.29	>100	1.4	8.3, 27	19.1
Kal – 0.28	0.54	0.43	4533	0.98	3.41, > 10	13.07	>100	2.3	7.9, >20	30.4
Irp – 0.33	0.51	0.34	2387	0.64	3.19, > 10	8.51	>100	1.7	8.4	22.4
Irp – 0.39	0.58	0.40	4860	0.80	3.71>10	10.73	>100	1.8	8.2,> 20	23.8
Irp – 0.56	0.73	0.55	18322	1.27	4.83, > 10	17.01	>100	2.0	7.7, > 20	27.0

Περίπτωση 2

Irp – 0.28	0.45	0.28	1112	0.47	2.75, 9	6.29	>100	2.0	11, 35	24
Irp – 0.39	0.58	0.40	4860	0.80	3.71, 10	10.7	>100	2.0	10, 28	30

Περίπτωση 3

Irp – 0.28	0.29	0.28	5.21	0.24	0.41, 5	3.28	16	0.7	1.2, 16	9.9
Irp – 0.39	0.46	0.38	38.27	0.48	0.80, 8	6.44	85	1.1	1.8, 19	14.3

5.4.5. Περίπτώσεις τύπου (γ): Μώλος του King Harbor και κρηπιδοτόιχος Νήσου Rokko

(α). Μέθοδος υπολογισμού

Θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα που περιγράφηκε στην παράγραφο 4.4.5ζ. Αναφέρθηκε ότι η πρόβλεψη στην περίπτωση (γ) (δηλαδή σε μεγάλη μετακίνηση λόγω ρευστοποίησης) δεν επηρεάζεται σημαντικά από την σεισμική ταλάντωση. Πάντως, επειδή όλες οι περιπτώσεις αφορούν ρευστοποίηση, θα ασκηθεί μετρηθείς σεισμός υπό ρευστοποίηση κανονικοποιημένος στη μέγιστη επιτάχυνση που μετρήθηκε στη εξεταζόμενη περίπτωση. Ειδικότερα, θα ασκηθεί το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο σεισμό του του Hyogoken-Nambu στο Kobe στη νήσο Port και σε βάθος 16m.

(β). Μώλος του King Harbor στον σεισμό του Loma Pierta

Καθορισμός της γεωμετρίας

Η γεωμετρία του προβλήματος δίνεται στο Σχ. 5.4.2α (Kerwin and Stone, 1997). Η κάτω επιφάνεια ελήφθη σύμφωνα με τον μηχανισμό της σχετικής μετακίνησης στη βάση του επιχώματος. Η θέση και κλίση της άνω επιφάνειας ολίσθησης ελήφθη βάσει του νόμου της οριακής ισοροπίας (επιφάνεια και γωνία που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης). Η κλίση της εσωτερικής επιφάνειας ολίσθησης (γωνία δ) καθορίστηκε βάσει της παραμένουσας μετακίνησης της άνω και κάτω επιφάνειας ολίσθησης (εξίσωση (4.4.8)) και δίνεται στον πίνακα 5.4.5. Ο πίνακας 5.4.5 συγκρίνει την γωνία δ που υπολογίζεται από την κινηματική με αυτή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης (για ομοιόμορφη τιμή της αντοχής). Δεν παρατηρείται σημαντική απόκλιση. Βάσει των παραπάνω η γεωμετρία που ελήφθη δίδεται στο σχ. 5.4.2β και οι παράμετροι του μοντέλου σώματος σε δύο επίπεδα στον πίνακα 5.4.6.

Ασκούμενη επιτάχυνση και αποτελέσματα

Βάσει των Kerwin and Stone (1997), στην περιοχή $a_{\max}=0.15g$. Όπως αναφέρθηκε ασκείται το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο Kobe κανοκοποιημένο στην τιμή του επιτόπου a_{\max} . Το μοντέλο προέβλεψε ότι για την μετρηθείσα μετακίνηση, $c_u=11\text{kPa}$ (πίνακας 5.4.7). Στο επίχωμα η τιμή του N_{SPT} είναι 6. Όπως φαίνεται στον πίνακα 5.4.7, η παραπάνω τιμή αντοχής βρίσκεται στα όρια των αντοχών για N_{SPT} βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990).

(γ). Κρηπιδοτόιχος Νήσου Rokko στο σεισμό του Hyogoken-Nambu (Kobe, Ιαπωνία)

Καθορισμός της γεωμετρίας

Η γεωμετρία του προβλήματος δίνεται στο Σχ. 5.4.3α (Inagaki et al, 1996). Το πρώτο σώμα ελήφθη ως η περιοχή που δεν ρευστοποιείται, δηλαδή ο τοίχος, η βάση του και το ανακουφιστικό πρίσμα. Η κάτω επιφάνεια ελήφθη σύμφωνα με τον μηχανισμό της σχετικής μετακίνησης στη βάση του τοίχου. Η εσωτερική επιφάνεια ολίσθησης, και η γωνία δ αντιστοιχεί στην επιφάνεια που διαχωρίζει τα δύο σώματα. Η άνω επιφάνεια ολίσθησης καθορίστηκε από την παραμένουσας μετακίνηση κατά τον σεισμό, βάσει της κινηματικής. Ειδικότερα, η κλίση της προσδιορίστηκε από τον λόγο της σχετικής μετακίνησης του τοίχου και της καθίζησης του αντιστηριζόμενου εδάφους, βάσει της εξίσωσης (4.4.8). και δίνεται στον πίνακα 5.4.8. Ο πίνακας 5.4.8 συγκρίνει την γωνία α_2 που υπολογίζεται από την κινηματική με αυτή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης (για ομοιόμορφη τιμή της αντοχής). Δεν παρατηρείται σημαντική απόκλιση. Βάσει των παραπάνω η γεωμετρία που ελήφθη δίδεται στο Σχ. 5.4.3β και οι παράμετροι του μοντέλου σώματος σε δύο επίπεδα στον πίνακα 5.4.6.

Ασκούμενη επιτάχυνση και αποτελέσματα

Βάσει των Inagaki et al.(1996) στην περιοχή $a_{\max}=0.3g$. Όπως αναφέρθηκε ασκείται το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο Kobe κανοκοποιημένο στην τιμή του επιτόπου a_{\max} . Το μοντέλο προέβλεψε ότι για την μετρηθείσα μετακίνηση, $c_u=20\text{kPa}$. Στο επίχωμα η τιμή του N_{SPT} είναι 10 (πίνακας 5.4.7). Όπως φαίνεται στον πίνακα 5.4.7, η παραπάνω τιμή αντοχής βρίσκεται στα όρια των αντοχών για N_{SPT} βάσει της σχέσης των των Seed and Harder (1990).

Πίνακας 5.4.5. Μώλος του King Harbor. Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας δ . Δίδεται επίσης η αντίστοιχη τιμή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης

u_1 (m)	u_2 (m)	δ -κιν ($^\circ$)	δ -ευσταθ($^\circ$)
2.0	1.5	-25	-24

Πίνακας 5.4.6. Οι παράμετροι του μοντέλου ανά περίπτωση

Περίπτωση	α_1, α_2	m_1, m_2	W_1, W_2	b_1, b_2, d	$\delta, \theta-\alpha_2$
Μώλος του King Harbor	0	574.6	287.3	12.5	-42
	50	729.0	521.7	9.1	-16
				6.2	
Κρητιδότοιχος Νήσου Rokko	0	6840.8	3745.7	46.8	-44
	75	3255.6	2189.5	16.8	-75
				22.6	

Πίνακας 5.4.7. Αντοχή σε τυποποιημένη διείδυση και όρια του c_u βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990). Μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση και αντοχή και αντίστοιχη κρίσιμη επιτάχυνση της αρχικής γεωμετρίας που υπολογίσθηκε με την ανάδρομη ανάλυση.

$N_{1(60)}$	Όρια του C_u (Kpa)	a_{max} (g)	c_u (Kpa), a_{co} (g)
6	0 – 14	0.15	11, -0.03

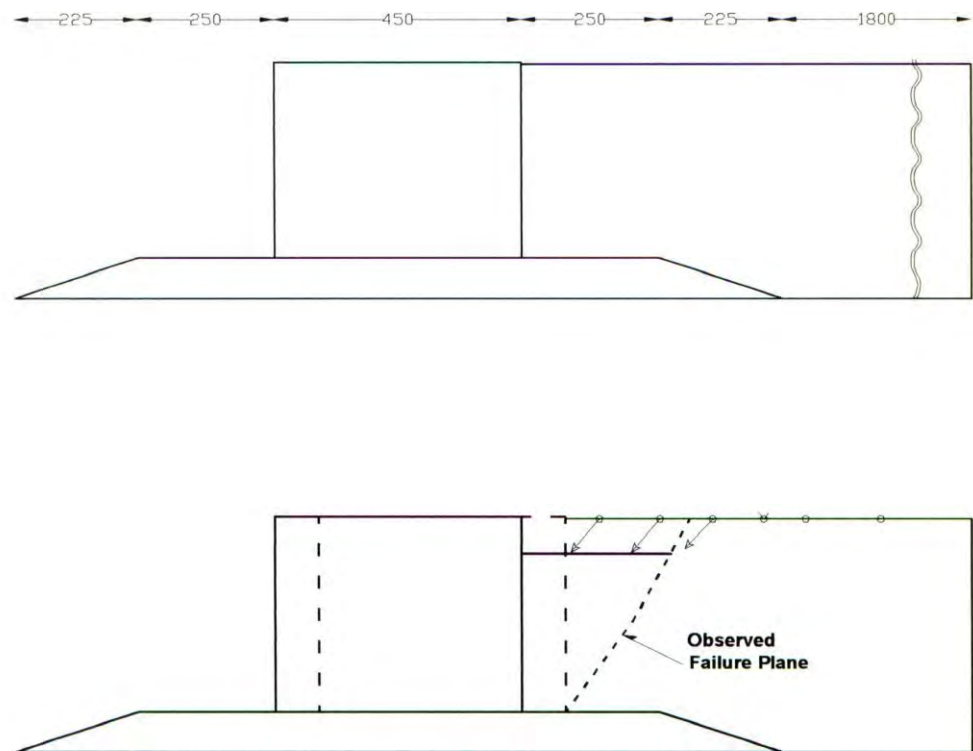
Πίνακας 5.4.8. Κρητιδότοιχος Νήσου Rokko .Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας α_2 . Δίδεται επίσης η τιμή του α_2 που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης

U1 (m)	U2 (m)	' α_2 -κιν(°)	' α_2 -ευσταθ(°)
(α) 1.0	1.2	75	55
(β) 2.6	2.2		

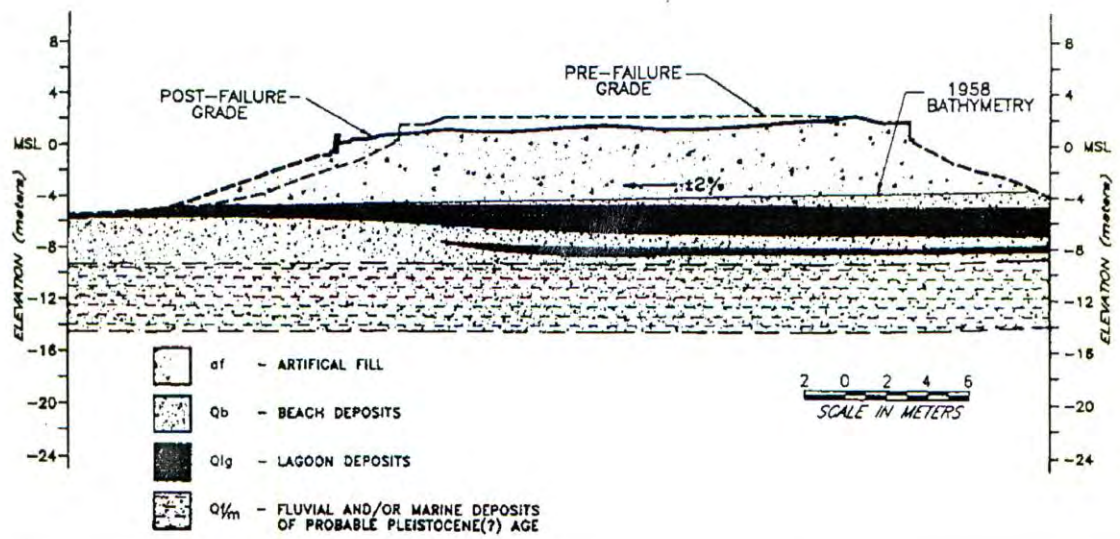
4.6. Βιβλιογραφία

- Lopez-Caballero F. and Modaressi A. (2002). "Importance of site effects in seismic induced displacements of gravity walls", 12th European Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd. (in press).
- Kerwin S. T., Stone J. J. (1997), "Liquefaction, failure and remediation: King Harbor Beach, California, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 8, August.
- Modaressi and Lopez-Caballero, (2001), Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", Work performed by Ecole Centrale Paris, European Commission, DG12.
- Nishimura Y., Fukui S., Sato M., Kurose H.: "Shaking Table Tests and Numerical Simulation of Seismic Response on the Seawall", *Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1995, Vol I, pp 335-339.
- Inagaki H., Susumu I., Sugano T., Yamazaki H., Inatomi T.: "Performance of Caisson-type Quay Walls at Kobe Port", *Special Issue of Soils and Foundations*, 1996, Japan Geotechnical Society, pp 119-136.
- Kaneko M., Sasaki Y., Nishikawa J., Nagase M., Mamiya K.: "River Dike Failure in Japan by Earthquakes in 1993", *Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1995, Vol I, pp 495-498.
- Sarma S. K. and Chlimitzas G., Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", European Commission, DG12, 2001.
- Sarma, S. K., Iossifelis, I. S. "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings", *Geotechnique*, XL, 2, June 1990, pages 265-273

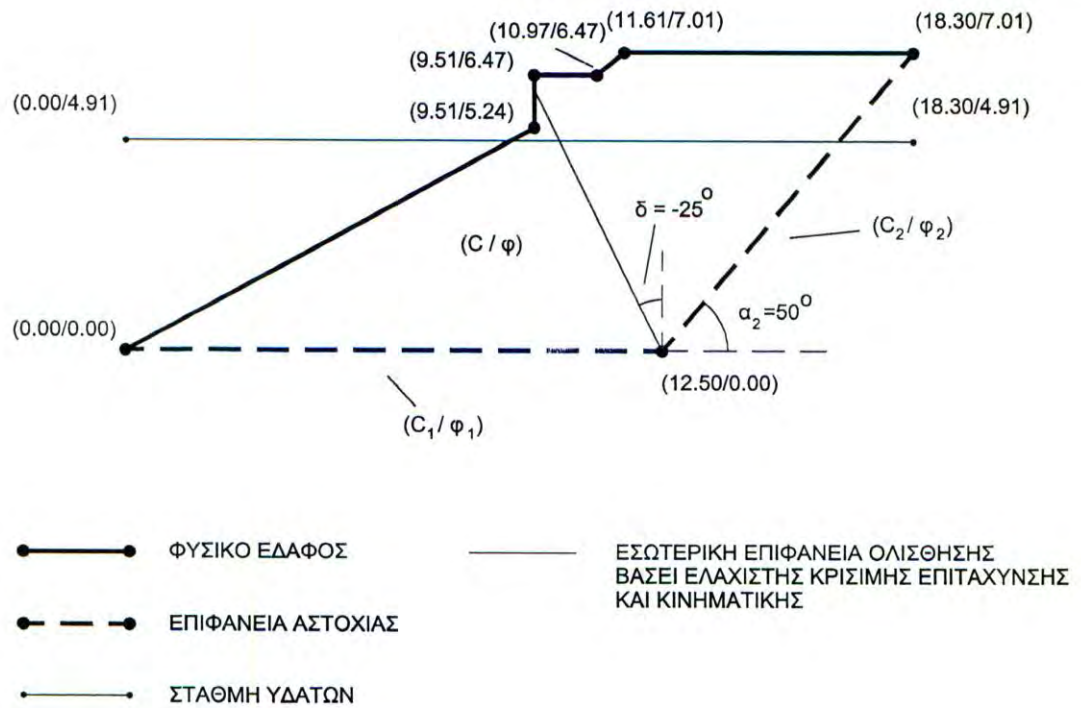
- Seed R. B., Harder L. F.(1990): "SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual soil strength," In J. M. Duncan editor. Proceedings, H. Boldon Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley; Vol. 2, pp.351-376.
- Soubra A.H. "Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 1, Jan. 1999, pages 59-68
- Stamatopoulos C., Velgaki E. and Sarma S. (2000), "Sliding-block back analysis of earthquake-induced slides" Soils and foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 40, No. 6, 61-75, Dec.



Σχ. 5.4.1 Τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimara et al (1995): (α) γεωμετρία, (β) τρόπος αστοχίας

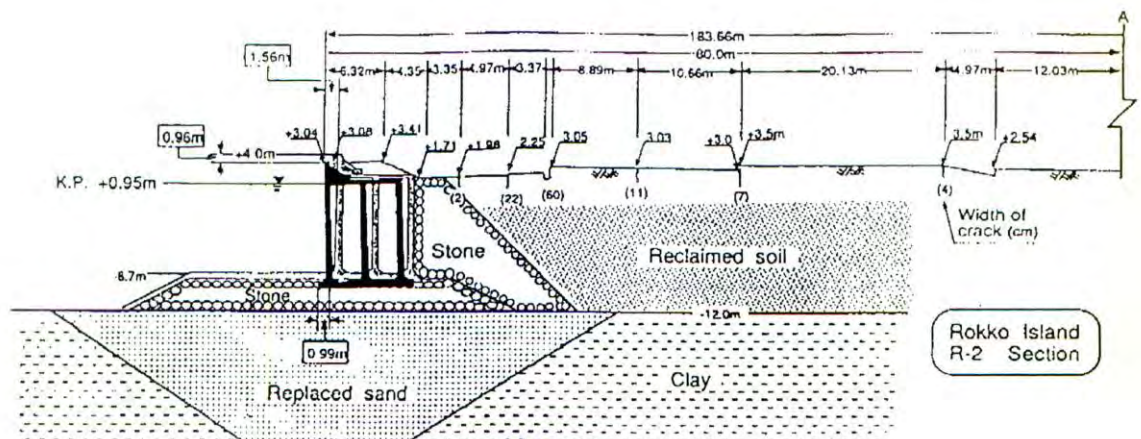


(α)

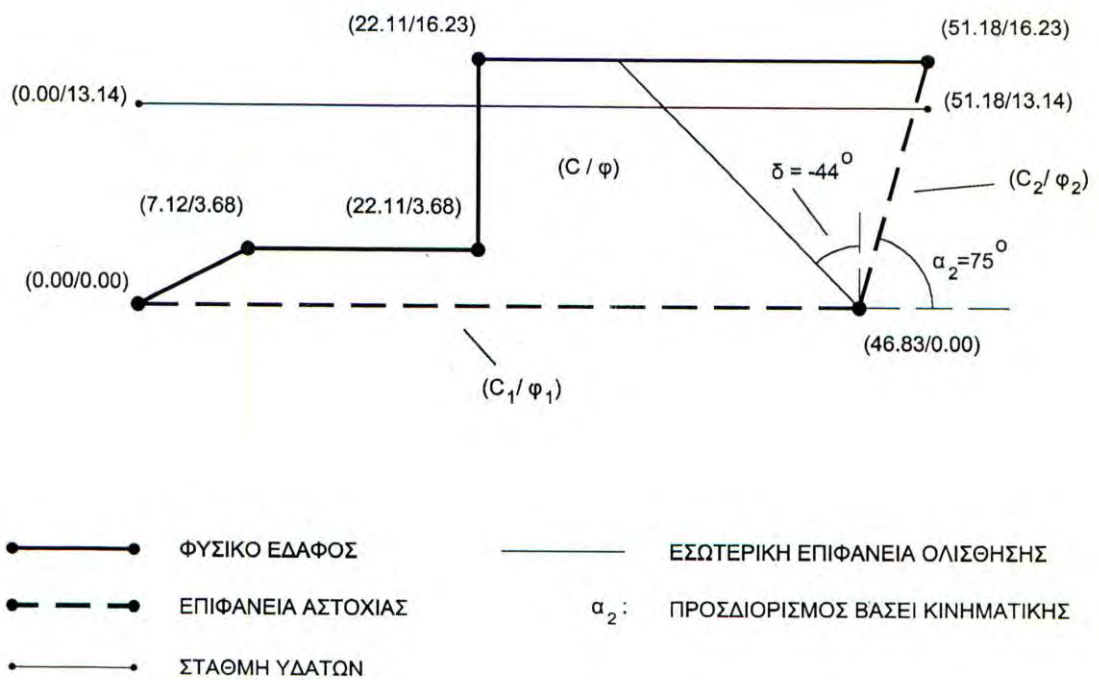


(β)

Σχ. 5.4.2. Μώλος του King Harbor: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Kerwin and Stone, 1997) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο



(α)



(β)

Σχ. 5.4.3. Κρηπιδότοιχος Νήσου Rokko: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Inagaki et al, 1996) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο

6. Νέες μέθοδοι και νέα μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση

6.0 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο δίνονται νέες μέθοδοι και νέα μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση. Ειδικότερα πρώτα περιγράφεται η αναγκαιότητα ανάπτυξης των νέων μεθόδων. Κατόπιν, (α) αναπτύσσεται νέα μέθοδος υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης πρανών με προσομοίωση σώματος που ολισθαίνει σε δύο επίπεδα, και (β) εφαρμόζεται το μοντέλο για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης λόγω ρευστοποίησης που έχει μετρηθεί σε ορισμένες περιπτώσεις επιτόπου. Επίσης, (α) αναπτύσσεται μοντέλο πρόβλεψης της σεισμικής στροφής κτιρίων λόγω ρευστοποίησης και (β) εφαρμόζεται το μοντέλο για τη πρόβλεψη της σεισμικής στροφής που έχει μετρηθεί σε ορισμένες περιπτώσεις επιτόπου. Τέλος, βάσει όλων των προηγούμενων κεφαλαίων, δίνονται συμπεράσματα όσον αφορά την ακρίβεια της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και παραλλαγών της και προτείνεται μεθοδολογία πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης πρανών, εδαφικών κατασκευών και θεμελιώσεων, λόγω αστοχίας σε διάτμηση.

6.1. Μέθοδοι που θα αναπτυχθούν

6.1.1 Σεισμική μετακίνηση πρανών λόγω ρευστοποίησης

Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 5, η μελέτη της βάσης δεδομένων επιτόπου καταγραφών σεισμικής μετακίνησης έδειξε ότι σε πολλές περιπτώσεις φραγμάτων, εδαφικών επιχωμάτων, κρητιδοτόχων, αλλά και φυσικών πρανών, σε σεισμό παρατηρείται μεγάλη μετακίνηση σε επιφάνεια ολίσθησης, λόγω της ρευστοποίησης που προκαλεί ο σεισμός στο έδαφος. Η επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι κυκλική, αλλά μπορεί να προσεγγισθεί με δύο ευθύγραμμα τμήματα, από τα οποία το κάτω είναι περίπου οριζόντιο και το πάνω έχει μία κλίση. Το κάτω τμήμα είναι κάτω από τη στάθμη του νερού, και ρευστοποιείται. Άρα, ενεργοποιείται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Το άνω τμήμα είτε (α) βρίσκεται όλο πάνω από τη στάθμη του νερού, είτε (β) βρίσκεται όλο ή εν μέρει πάνω από τη στάθμη του νερού.

Επειδή η μετακίνηση στο πρόβλημα που εξετάζεται είναι μεγάλη, η μεταβολή της γεωμετρίας επηρεάζει τα αποτελέσματα. Όπως αναφέρεται και από τους Stamatopoulos et al (2000), για να ολισθήσει εδαφική μάζα σε επιφάνεια ολίσθησης αποτελούμενη από δύο ευθύγραμμα τμήματα, πρέπει να δημιουργηθεί εσωτερική επιφάνεια ολίσθησης. Η δε κλίση αυτής της επιφάνειας αντιστοιχεί στη κρίσιμη κλίση που δίνει την ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης και καθορίζει το λόγο της μετακίνησης κατά μήκος των δύο ευθύγραμμων τμημάτων της επιφάνειας ολίσθησης. Οι Stamatopoulos et al (2000) προτείνουν μοντέλο σώματος που ολισθαίνει σε δύο επίπεδα όπου τόσο στις δύο εσωτερικές επιφάνειες ολίσθησης, όσο και στην εσωτερική, υπάρχει μόνον αντοχή συνοχής. Το μοντέλο χρησιμοποιήθηκε για τη πρόβλεψη της αντοχής κατά την ολίσθηση λόγω σεισμού τριών φραγμάτων. Για αντοχή εληφθη η αστάγγιστη διατμητική, c_u , που είτε είναι παρόμοια, είτε διαφορετική στις δύο επιφάνειες ολίσθησης.

Το μοντέλο των Stamatopoulos et al (2000) μπορεί να χρησιμοποιηθεί στη παραπάνω περίπτωση (α), αλλά όχι στη περίπτωση (β). Στη παρούσα έρευνα (ενότητα 6.2) θα αναπτυχθεί μοντέλο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε αυτή τη περίπτωση. Παρόμοια με το μοντέλο των Stamatopoulos et al (2000) λαμβάνεται

εδάφική μάζα που ολισθαίνει σε επιφάνεια ολίσθησης αποτελούμενη από δύο ευθύγραμμα τμήματα. Όμως, αντίθετα από τους Stamatoroulos et al (2000), τόσο στις δύο εσωτερικές επιφάνειες ολίσθησης, όσο και στην εσωτερική, η αντίσταση του εδάφους έχει δύο συνιστώσες: τριβής και συνοχής. Και στις δύο περιπτώσεις (α) και (β), η αντοχή στην κάτω επιφάνεια ολίσθησης που ρευστοποιείται μπορεί να προσομοιωθεί είτε με την αστράγγιστη αντοχή $c=c_u$, είτε με την ολική γωνία τριβής, ϕ . Στην άνω επιφάνεια ολίσθησης, εάν δεν λαμβάνει χώρα ρευστοποίηση, η αντοχή μπορεί να προσομοιωθεί με την τριβή και συνοχή του εδάφους, ενώ εάν ρευστοποιείται, η προσομοίωση της αντοχής της κάτω επιφάνειας ολίσθησης είναι παρόμοια με της κάτω.

6.1.2 Σεισμική στροφή κτιρίων λόγω ρευστοποίησης

Η βάση δεδομένων έδειξε ότι σε παλαιότερους, αλλά και πρόσφατους σεισμούς (π.χ. Niigata, Luzon, Adapazari), υψηλά κτίρια θεμελιωμένα με εννιαία θεμελίωση στρέφονται δραματικά κατά τη διάρκεια του σεισμού (Hamada M. and O'Rourke 1992, Acacio et al, 2001, Yoshida et al, 2001). Αυτή η στροφή μπορεί να είναι τόσο μεγάλη που το κτίριο να καταστεί ακατοίκητο, ή ακόμη και να ανατραπεί. Αυτή το φαινόμενο έχει παρατηρηθεί σε υψηλά και μικρού πλάτους κτίρια θεμελιωμένα σε μικρό βάθος σε κορεσμένα αμμόδη εδάφη που χάνουν την αντοχή τους σε σεισμό, με υψηλό υδροφόρο ορίζοντα.

Η κρίσιμη επιτάχυνση θεμελίων έχει διερευνηθεί με διάφορες μεθόδους (π.χ. Sarma, 1990, Soubra, 1999). Ορισμένες από αυτές λαμβάνουν υπόψη την κινηματική του θεμελίου (Soubra, 1999). Αυτές οι μέθοδοι έχουν προεκταθεί ώστε να προβλέπουν την σεισμική μετατόπιση του θεμελίου (Sarma and Chlimitzas, 2001). Αυτές οι μέθοδοι μπορούν να εφαρμοσθούν για τη πρόβλεψη της σεισμικής καθίζησης με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο. Όμως, οι μέθοδοι (α) δεν μπορούν να λάβουν υπόψη με εύχρηστο τρόπο την οποιαδήποτε θέση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, που είναι καίρια στη επίδραση των επιτόπου συνθηκών στη σεισμική καθίζηση και (β) δεν υπολογίζουν την σεισμική στροφή του θεμελίου.

Οι Acacio et al (2001) προτείνουν μέθοδο που προβλέπει την καθίζηση θεμελίου λόγω ρευστοποίησης του υποκείμενου εδάφους. Όμως, μέθοδος που να προβλέπει τη στροφή των θεμελίωσης, δεν βρέθηκε στη βιβλιογραφία. Στη παρούσα έρευνα (ενότητα 6.3) θα αναπτυχθεί μοντέλο που προβλέπει τη σεισμική στροφή κτιρίων λόγω ρευστοποίησης

6.2 Νέα μέθοδος υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης πρανών με προσομοίωση σώματος που ολισθαίνει σε δύο επίπεδα και εφαρμογές

6.2.1. Το μοντέλο

Θεωρείται σώμα με γεωμετρία του σχήματος 4.4.5 που κινείται κατωφερικά λόγω οριζόντιου σεισμού. Το σώμα χωρίζεται σε δύο τμήματα, το 1 και 2 που κινούνται σε διαφορετικά επίπεδα. Οι παράμετροι χωρίζονται στις παραμέτρους (α) των αρχικών μαζών και βαρών, (β) της αρχικής γεωμετρίας, (γ) της αντοχής και (δ) των ειδικών βαρών της μάζας που μετακινείται από το δεύτερο σώμα στο πρώτο. Ειδικότερα, πρέπει να ορισθούν (α) τα m_{10} , m_{20} και W_{10} , W_{20} , (β) τα α_1 , α_2 , b_{10} , b_{20} , d_2 , δ_2 , θ και (γ) τα c_1, c_2 , c'_2 , ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ'_2 και (δ) τα γ_t , γ_b . Στη περίπτωση που υπάρχει στάθμη υδροφόρου ορίζοντα που διαπερνά την ολίσθηση, οι μάζες αντιστοιχούν στις ολικές πυκνότητες, ενώ τα βάρη στα ενεργά ειδικά βάρη.

Το Παράρτημα Δ δίνει την εξίσωση κίνησης συστήματος που αποτελείται από η σώματα και αντοχή τόσο τριβής, όσο και συνοχής. Δίνει επίσης τις μεταβολές των επιφανειών, μαζών και μηκών με την απόσταση που είναι απαραίτητες για την επίλυση. Όταν έχουμε δύο σώματα η εξίσωση κίνησης διαμορφώνεται ως:

$$\ddot{u}_1 = Z_1 g (k(t) - k_c) \quad (6.2.1)$$

όπου u_1 είναι η μετακίνηση του πρώτου (κάτω) σώματος, g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας, $g \cdot k(t)$ είναι το ασκούμενο επιταχυνσιογράφημα,

$$k_c = \frac{AA}{BB} \quad \text{με} \quad (6.2.2)$$

$$AA = W_1 \sin(\varphi_1 - \alpha_1) + c_1 b_1 \cos \varphi_1 + c_2' d_2 \sin(\varphi_1 - \delta_2 - \alpha_1) + (W_2 \sin(\varphi_2 - \alpha_2) + c_2 b_2 \cos \varphi_2 - c_2' d_2 \sin(\varphi_2 - \delta_2 - \alpha_2)) / \mu_1$$

$$BB = m_1 \sin(\alpha_1 - \phi_1) + \frac{m_2 \sin(\alpha_2 - \phi_2)}{\mu_1},$$

$$Z_1 = \frac{m_1 \cos(\alpha_1 - \phi_1) + \frac{m_2 \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\mu_1}}{m_1 \cos \varphi_1 + \frac{m_2 \cos \varphi_2}{\lambda_1 \mu_1}} \quad (6.2.3)$$

όπου

$$\lambda_1 = \cos(\delta_2 + \alpha_2) / \cos(\delta_2 + \alpha_1) \quad (6.2.4)$$

$$\mu_1 = \cos(\varphi_2' + \varphi_2 - \delta_2 - \alpha_2) / \cos(\varphi_2' + \varphi_1 - \delta_2 + \alpha_1)$$

Η μεταβολή των μηκών, μαζών, και βαρών του δεύτερου σώματος είναι

$$b_2 = b_{20} - u_1 / \lambda_1 \quad (6.2.5)$$

$$d_2 = d_{20} + \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_2 + \alpha_2 + \delta_2)} \cdot u_2 = d_{20} + \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_2 + \alpha_2 + \delta_2)} \cdot \frac{u_1}{\lambda_1} \quad (6.2.6)$$

$$\Delta A_2 = d_{20} \cdot \cos(\alpha_2 + \delta_2) \cdot \frac{u_1}{\lambda_1} + \frac{0.5 \cdot \cos(\alpha_2 + \delta_2) \cdot \sin \theta_2}{\cos(\theta_2 + \alpha_2 + \delta_2)} \cdot \left(\frac{u_1}{\lambda_1} \right)^2 \quad (6.2.7)$$

Στη περίπτωση που στη κάτω επιφάνεια ολίσθησης της πιθανής ολίσθησης δεν υπάρχει χώρος ώστε να αυξηθεί το μήκος της κατά u_1 , η μεταβολή του μήκους, της μάζας και του βάρους του πρώτου σώματος να λαμβάνεται μηδενική. Ειδικά, ειδικά, ειδικά,

$$b_1 = b_{10} + u_1 \quad (6.2.8)$$

$$\Delta A_1 = \Delta A_2 = d_{20} \cdot \cos(\alpha_2 + \delta_2) \cdot \frac{u_1}{\lambda_1} + \frac{0.5 \cdot \cos(\alpha_2 + \delta_2) \cdot \sin \theta_2}{\cos(\theta_2 + \alpha_2 + \delta_2)} \cdot \left(\frac{u_1}{\lambda_1} \right)^2 \quad (6.2.9)$$

Επίσης, πάντα ισχύει

$$\Delta W_i = \Delta A_i \cdot \gamma_i \quad (6.2.10)$$

$$\Delta m_i = \Delta A_i \cdot \gamma_\tau \quad (6.2.11)$$

Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος γράφτηκε πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή στη γλώσσα fortran που επιλύει αυτές τις σχέσεις.

6.2.2. Επαλήθευση του μοντέλου με πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης του τοίχου των Modaressi and Lopez-Caballero

Για να ελεγχθεί το νέο μοντέλο και το αντίστοιχο νέο πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή προβλέφθηκε με το νέο πρόγραμμα η σεισμική μετακίνηση του τοίχου που μελετήθηκε από τους Modaressi and Lopez-Caballero (ενότητα 4.4.4). Το πρώτο σώμα το μοντέλου αντιστοιχεί στον τοίχο, και το δεύτερο σώμα του μοντέλου στην κρίσιμη εδαφική σφήνα σε επαφή με τον τοίχο. Σύμφωνα με την μεθοδολογία Richards-Elms, το δεύτερο σώμα έχει κλίση 54° για την περίπτωση αντιστηριζόμενου εδάφους 1 και 55° για την περίπτωση αντιστηριζόμενου εδάφους 3.

Οι παράμετροι του μοντέλου είναι

$\alpha_1=0$, $\alpha_2=54^\circ$, $\gamma=17.8\text{Kpa}$, $\phi_1=18^\circ$, $\phi_2=26^\circ$ (περίπτωση 1) ή 30° (περίπτωση 3),

$\phi'_2=11^\circ$, $c_1=c_2=c'_2=0$, $b_{2-0} = H / \sin\alpha_{2-0}=8\text{m} / \sin 54^\circ=9.9\text{m}$, $W_{1-0}=624\text{Kpa}$,

$W_{2-0} = 0.5 \gamma H^2 / \tan\alpha_2=414\text{KPa}$

Οι μάζες m_{10} και m_{20} υπολογίζονται διαιρώντας τα αντίστοιχα βάρη με την επιτάχυνση της βαρύτητας. Η μεταβολή των μηκών, μαζών και βαρών δίνονται από τις (6.2.2) ως (6.2.8).

Η κρίσιμη επιτάχυνση για σχετική μετακίνηση είναι παρόμοια με αυτήν της υποενότητας 5.4.4. Οι ταλαντώσεις που ασκήθηκαν είναι αυτές που ασκήθηκαν και στην υποενότητα 5.4.4, δηλαδή του βραχώδους υποβάθρου και αυτή που υπολογίστηκε με ισοδύναμη-ελαστική δυναμική ανάλυση για κάθε περίπτωση σεισμικής διέγερσης και περιγράφηκε στην υποενότητα 5.1.3. Στον παρακάτω πίνακα συγκρίνονται οι τρέχουσες προβλέψεις με τις προβλέψεις της υποενότητας 4.4.4 με το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki. Παρατηρείται ότι οι προβλέψεις δεν διαφέρουν σημαντικά από αυτές του μοντέλου των Stamatopoulos and Velgaki. Οι μικρές διαφορές οφείλονται στον διαφορετικό τρόπο που προσομοιώνεται η μεταβολή της γεωμετρίας με τη μετακίνηση στα δύο μοντέλα. Συνήθως, η παρούσα μέθοδος προβλέπει μεγαλύτερη μεταβολή της γεωμετρίας, άρα και μικρότερη μετακίνηση.

Πίνακας 6.2.1. Σύγκριση των προβλέψεων του μοντέλου με τις μετρήσεις των Modaressi and Lopez-Caballero

		ΠΡΟΒΛΕΨΗ u (cm)		ΠΑΡΟΥΣΑ/ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΗ ΠΡΟΒΛΕΨΗ	
		όταν ασκείται η επιτάχυνση που εισάγεται στη βάση της γεωμετρίας	όταν ασκείται η επιτάχυνση που υπολογίσθηκε σε βάθος 5m	όταν ασκείται η επιτάχυνση που εισάγεται στη βάση της γεωμετρίας	όταν ασκείται η επιτάχυνση που υπολογίσθηκε σε βάθος 5m
Περίπτωση 1					
a_c	u_{ECP}				
$I_{rp}-0.11$	15	2	13	1.00	0.81
$I_{rp} - 0.28$	33	11	31	1.10	0.84
$K_{al} - 0.28$	43	19	88	1.06	0.77
$I_{rp} - 0.33$	38	15	36	1.15	0.86
$I_{rp} - 0.39$	45	19	41	1.19	0.84
$I_{rp} - 0.56$	63	30	60	1.11	0.85
Περίπτωση 3					
$I_{rp} - 0.28$	33	6	17	0.86	0.89
$I_{rp} - 0.39$	45	11	24	0.92	0.89

: Υπολογισθέν με τη μέθοδο των Stamatopoulos and Velgaki

II: Υπολογισθέν με την ίδια μέθοδο, αλλά εάν δεν λαμβάνεται υπ' όψιν η μεταβολή της γεωμετρίας

6.2.3. Εφαρμογές

Το νέο μοντέλο χρησιμοποιήθηκε στις περιπτώσεις μεγάλης σεισμικής μετακίνησης λόγω ρευστοποίησης του πίνακα 6.2.2.

Πίνακας 6.2.2. Περιπτώσεις που θα εφαρμοσθεί το μοντέλο.

Περίπτωση	Βιβλιογραφία
Φράγμα Marquesa κατάντι	De Alba et al, 1988
Φράγμα La Palma ανάντι	De Alba et al, 1988
Κατολίσθηση Chonan	Ishihara, 1993.
Επίχωμα ποταμού Kushiro	Kaneko et al (1995)
Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο	Tika and Pitilakis, 1999

Η γεωμετρία των προβλημάτων δίνεται στα Σχ. 6.2.1α-6.2.5α. Η μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για την επιλογή της γεωμετρίας στη μοντελοποίηση είναι η ακόλουθη: Η κάτω επιφάνεια ελήφθη σύμφωνα με τον μηχανισμό της σχετικής μετακίνησης στη βάση του ολισθήσεων. Η θέση και κλίση της άνω επιφάνειας ολίσθησης ελήφθη βάσει του νόμου της οριακής ισορροπίας (επιφάνεια και γωνία που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης). Η κλίση της εσωτερικής επιφάνειας ολίσθησης (γωνία δ) καθορίσθηκε βάσει της παραμένουσας μετακίνησης της άνω και κάτω επιφάνειας ολίσθησης (εξίσωση (4.4.8)) και δίνεται στον πίνακα 6.2.3. Ο πίνακας 6.2.3 συγκρίνει την γωνία δ που υπολογίζεται από την κινηματική με αυτή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης (για ομοιόμορφη τιμή της αντοχής). Παρατηρείται ότι δεν διαφέρει σημαντικά.

Βάσει των παραπάνω η γεωμετρία που ελήφθη δίδεται στα Σχ. 6.2.1β-6.2.5β και οι παράμετροι του μοντέλου σώματος σε δύο επίπεδα στον πίνακα 6.2.4. Στην άνω επιφάνεια ολίσθησης ελήφθη γωνία τριβής ίση με 30° , που αποτελεί τυπική τιμή για ακόρεστα χαλαρά αμμώδη εδάφη. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της κάτω επιφάνειας ολίσθησης υπολογίσθηκε με ανάδρομη ανάλυση σύμφωνη με τη σεισμική μετακίνηση.

Αναφέρθηκε ότι η πρόβλεψη στην παρούσα περίπτωση (γ), δηλαδή σε μεγάλη μετακίνηση λόγω ρευστοποίησης, δεν επηρεάζεται σημαντικά από την σεισμική ταλάντωση. Πάντως, επειδή όλες οι περιπτώσεις αφορούν ρευστοποίηση, θα ασκηθεί μετρηθείς σεισμός υπό ρευστοποίηση κανονικοποιημένος στη μέγιστη επιτάχυνση που μετρήθηκε στη εξεταζόμενη περίπτωση. Ειδικότερα, θα ασκηθεί το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο σεισμό του του Hyogoken-Nambu στο Kobe στη νήσο Port και σε βάθος 16m. κανονικοποιημένο στη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση που έχει εκτιμηθεί σε κάθε περίπτωση, και δίνεται στον πίνακα 6.2.5. Τέλος, σύμφωνα με την γεωμετρία των ολισθήσεων, η μεταβολή των μηκών, μαζών και βαρών υπολογίσθηκε σε όλες τις περιπτώσεις από τις (6.2.2) ως (6.2.8).

Το μοντέλο προέβλεψε από την μετρηθείσα μετακίνηση, τις τιμές του c_u του πίνακα 6.2.5. Οι τιμές του N_{SPT} ανά περίπτωση δίνονται επίσης στον πίνακα 6.2.5. Όπως φαίνεται στον πίνακα 6.2.5, οι τιμές της αντοχής που υπολογίσθηκαν με την ανάδρομη ανάλυση βρίσκονται στα όρια των αντοχών για N_{SPT} βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990). Εξάιρεση αποτελεί η περίπτωση του Ρυμνίου, αλλά η απόκλιση είναι μικρή.

Στον πίνακα 6.2.5 δίνεται επίσης η τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης. Παρατηρείται ότι η μεγάλη μετρηθείσα μετακίνηση αντιστοιχεί σε αρνητική αρχική τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης, δηλαδή στατική αστάθεια.

Πίνακας 6.2.3. Σχετική μετακίνηση κατά μήκος των δύο επιφανειών ολίσθησης και αντίστοιχη τιμή της γωνίας δ . Δίδεται επίσης η αντίστοιχη τιμή που αντιστοιχεί στην ελάχιστη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης

Περίπτωση	u_1	u_2	‘ δ -κιν	‘ δ -ευσταθ
Φράγμα Marquesa κατάντι	5.0	4.0	-37.0	-18.0
Φράγμα La Palma ανάντι	5.0	4.3	-41.0	-25.0
Κατολίσθηση Chonan	5.5	5.0	-39.0	-30.0
Επίχωμα ποταμού Kushiro	3.0	3.0	-21.0	-25.0
Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο	5.0	2.0	-67.0	-27.0

Πίνακας 6.2.4. Οι παράμετροι του μοντέλου ανά περίπτωση

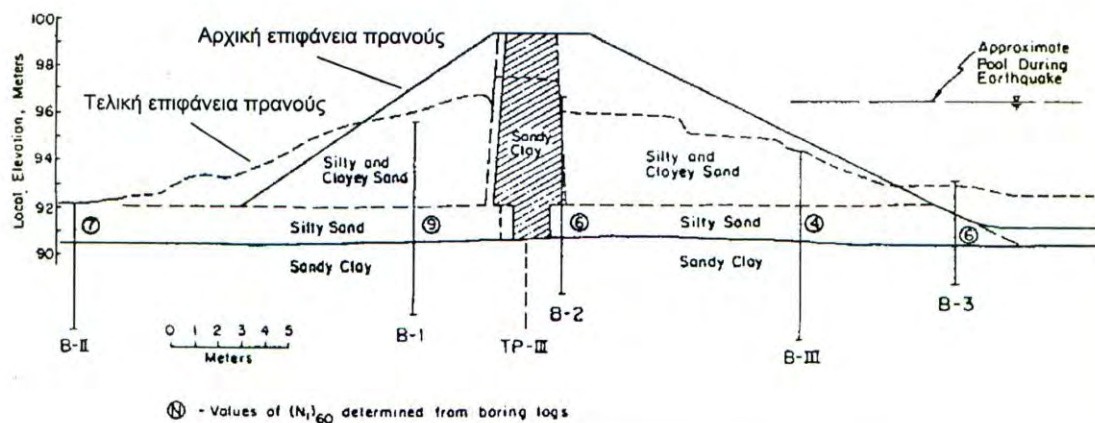
Περίπτωση	α_1, α_2 ($^\circ$)	m_1, m_2	W_1, W_2 (kPa)	b_1, b_2, d (m)	δ, θ ($^\circ$)
Φράγμα Marquesa κατάντι	0, 45	221.4, 433.4	221.4, 433.4	7.0, 5.4, 4.0	-37, -10
Φράγμα La Palma ανάντι	10, 50	637.0, 359.0	432.1, 353.9	15.6, 4.0, 4.8	-41, -21
Κατολίσθηση Chonan	0, 70	975.6, 518.8	975.6, 518.8	15.0, 7.2, 8.3	-39, -70
Επίχωμα ποταμού Kushiro	0, 41	867.8, 500.4	867.8, 500.4	20.3, 9.4, 4.9	-21, -21
Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο	0, 72	2685.0, 2855.8	1647.9, 2701.3	45.1, 12.4, 18.5	-67, -43

Πίνακας 6.2.5. Αντοχή σε τυποποιημένη διείσδυση, Μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση και αντοχή που υπολογίσθηκε με την ανάδρομη ανάλυση. Δίδονται επίσης τα όρια του C_u βάσει της σχέσης των Seed and Harder (1990).

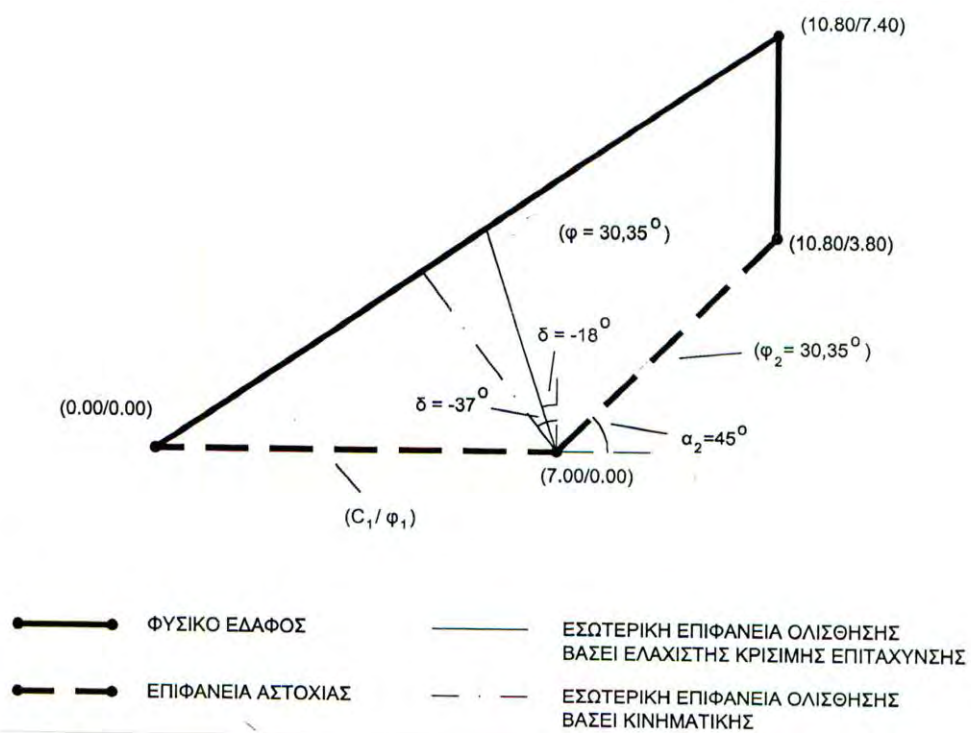
Περίπτωση	$N_{1(60)}$	Όρια του c_u (kPa)	a_{max} (g)	c_u (kPa), a_{co}
Φράγμα Marquesa κατάντι	9	2 – 21	0.60	(φ πάνω), $c = 8\text{kPa}$, $a_{co} = -0.03g$
Φράγμα La Palma	4	0 – 10	0.45	(φ πάνω), $c = 10\text{kPa}$, $a_{co} = -0.02g$
Κατολίσθηση Chonan	5	0 – 12	0.10	(φ πάνω), $c = 9\text{kPa}$, $a_{co} = -0.04g$
Επίχωμα ποταμού Kushiro	5	0 – 12	0.50	(φ πάνω), $c = 4\text{kPa}$, $a_{co} = -0.004g$
Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο	14	19 – 40	0.15	(α) φ πάνω, $c = 13\text{kPa}$, $a_{co} = -0.009g$ (β) c πάνω, $c = 14.5\text{kPa}$, $a_{co} = -0.009g$

6.2.4 Βιβλιογραφία

- De Alba P.A. , Seed H.B., Retamal E., Seed R.B.: "Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1988, Vol 114, No. 12, pp 1414-1434.
- Kaneko M., Sasaki Y., Nishikawa J., Nagase M., Mamiya K.: "River Dike Failure in Japan by Earthquakes in 1993", Proceedings: *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1995, Vol I, pp 495-498.
- Ishihara, K. "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", 33rd Rankine Lecture, *Geotechnique* 43, No. 3, 1993, p 351-415.
- Sasaki Y., Tamura K., Yamamoto M., Ohbayashi J.: "Soil improvement work for river embankment damaged by the 1993 Kushiro-Oki Earthquake", *Earthquake Geotechnical Engineering* (Balkema, Rotterdam, 1995), pp 43-48.
- Seed R. B., Harder L. F. (1990): "SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual soil strength," In J. M. Duncan editor. Proceedings, H. Boldon Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley; Vol. 2, pp.351-376.
- Stamatopoulos C., Velgaki E. and Sarma S. (2000), "Sliding-block back analysis of earthquake-induced slides" *Soils and foundations*, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 40, No. 6, 61-75, Dec.
- Tika T.E., Pitilakis K.D., Anagnostopoulos C.T., Petrakis N.E., Kougoulos M.B.: "Liquefaction Induced Failure of Rimnio Bridge Embankment during the Kozani-Grevena earthquake", Proceedings: *3rd Hellenic Conference on Geotechnical Engineering*, 1997, Vol I, pp 543-550.

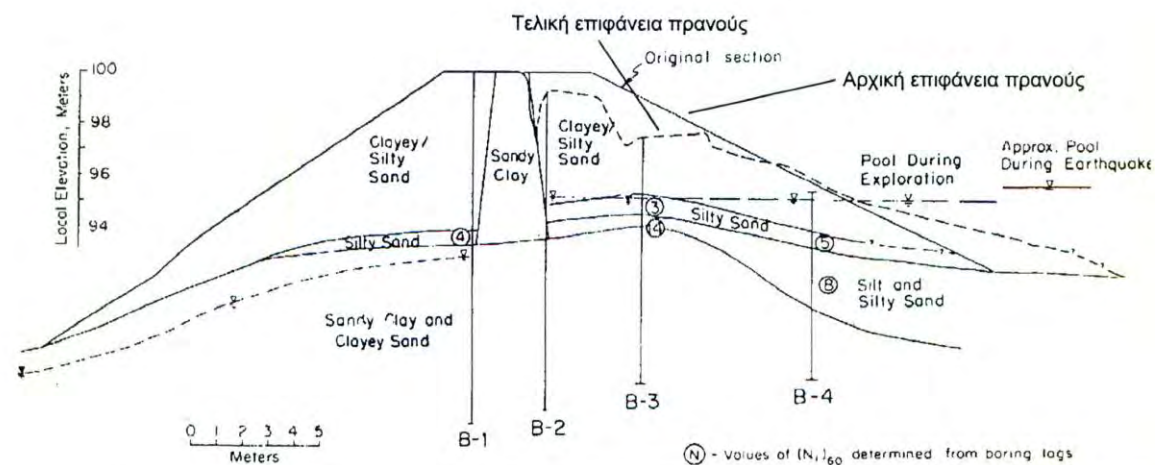


(α)

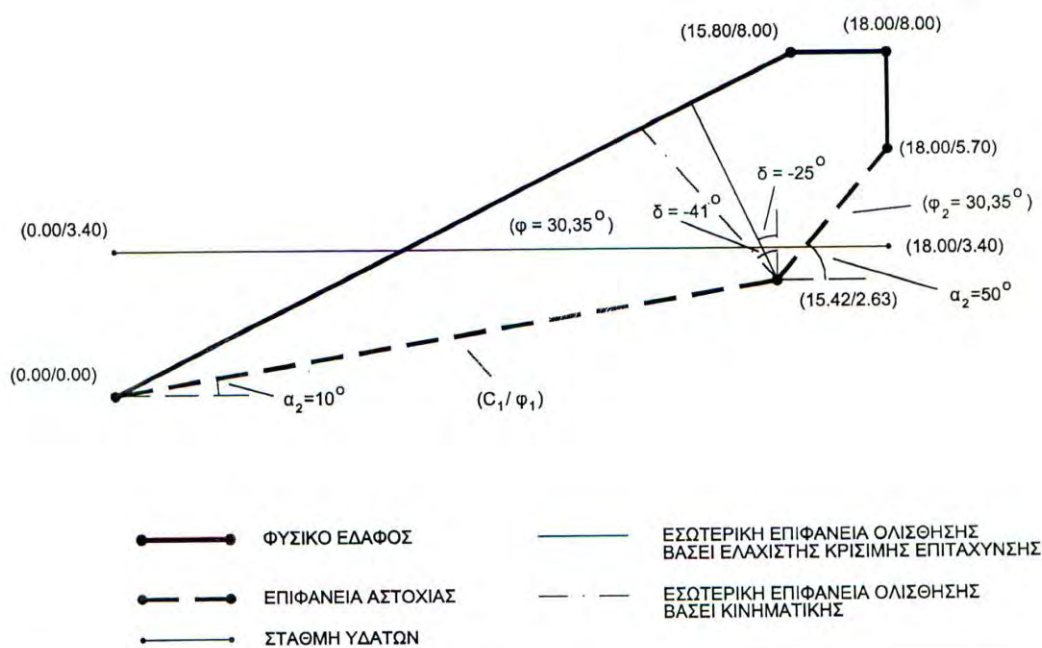


(β)

Σχ. 6.2.1. Φράγμα Marquesa κατάντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (De Alba et al, 1988) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο

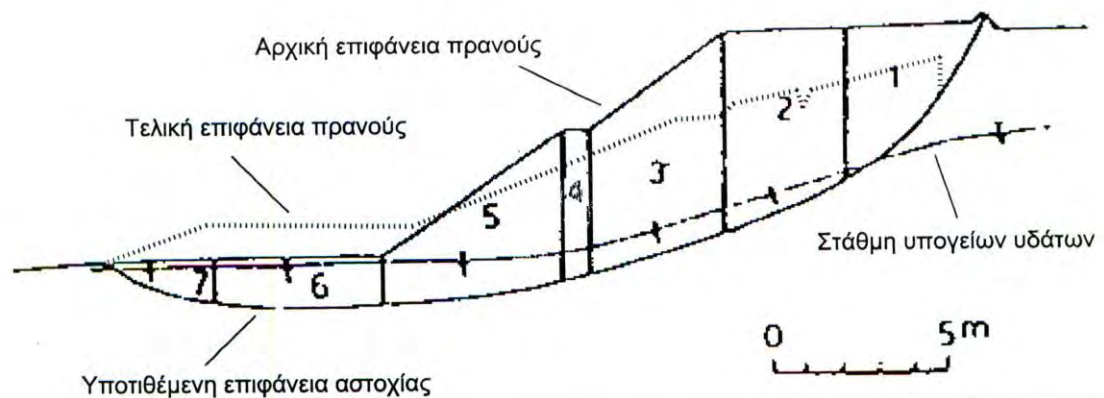


(α)

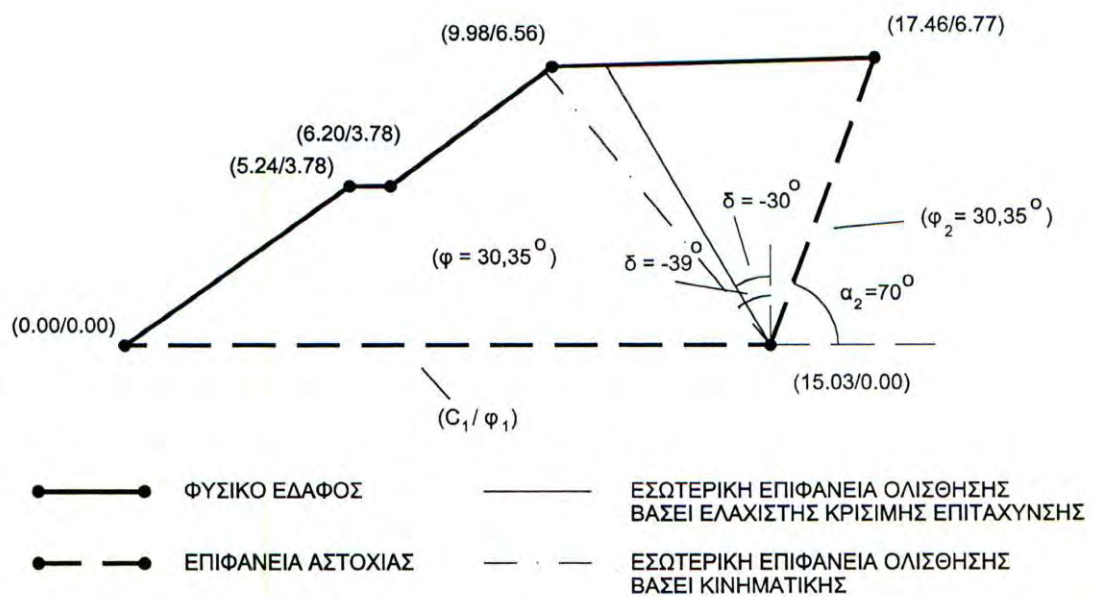


(β)

Σχ. 6.2.2. Φράγμα La Palma ανάντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (De Alba et al, 1988) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο

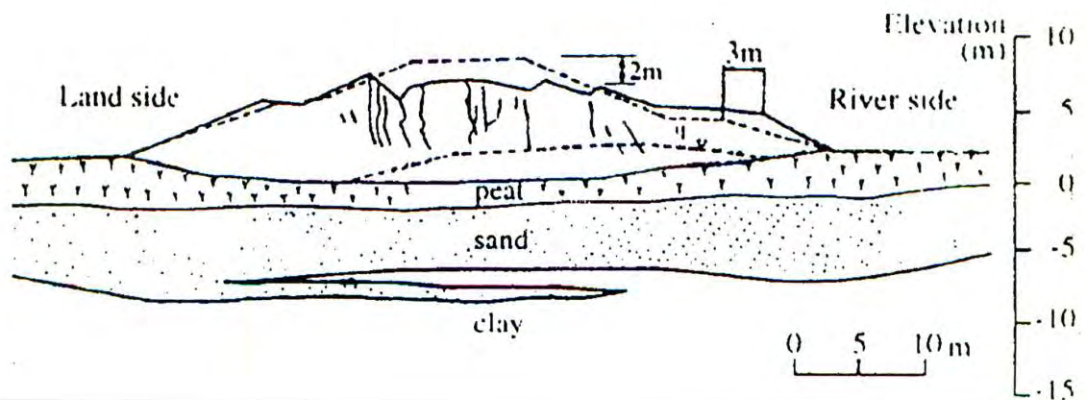


(α)

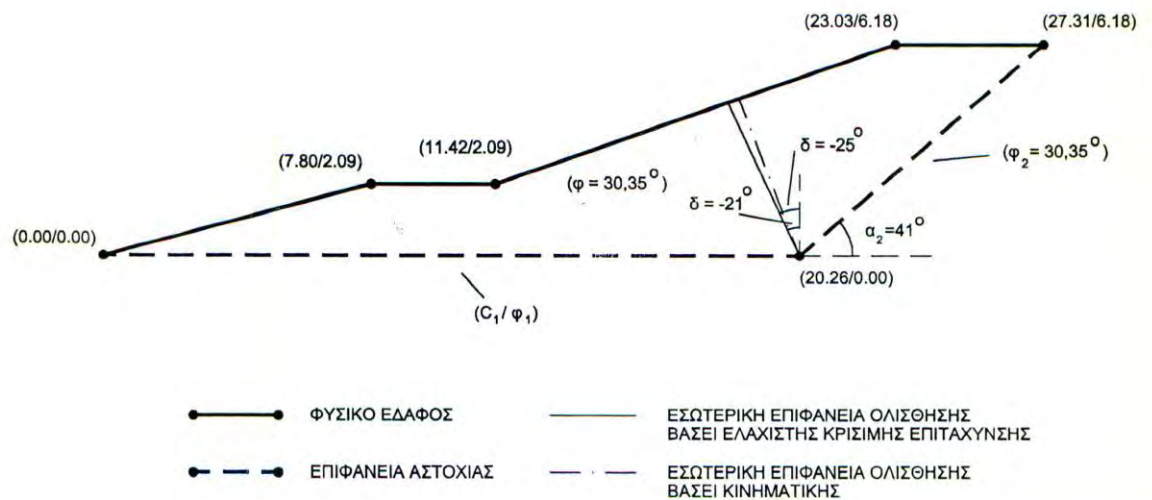


(β)

Σχ. 6.2.3. Κατολίσθηση Chonan: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Ishihara, 1993) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο

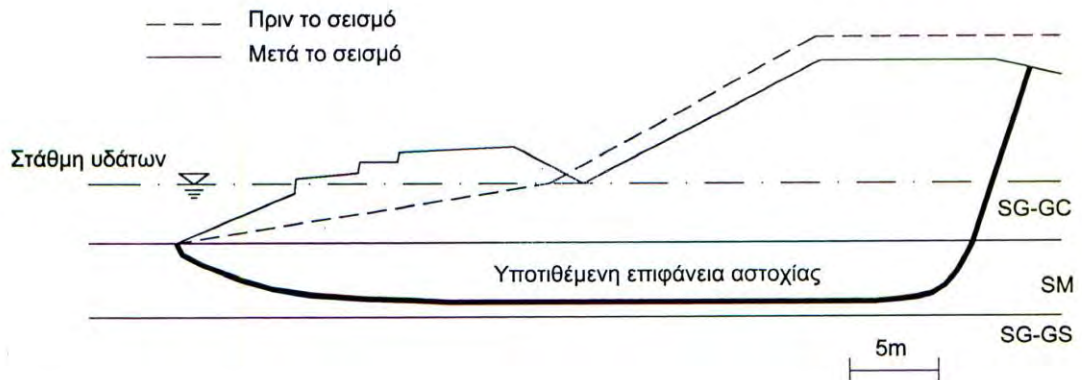


(α)

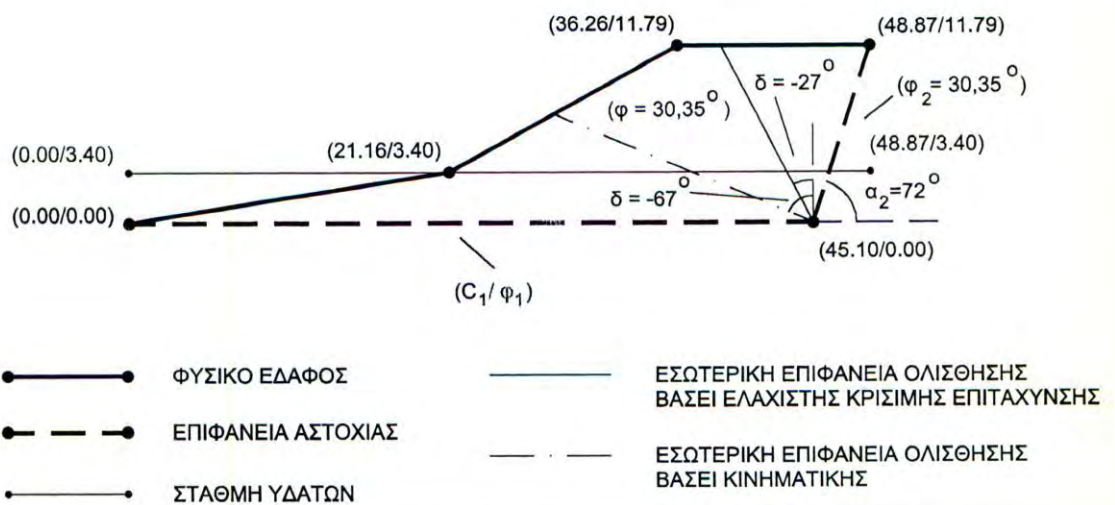


(β)

Σχ. 6.2.4. Επίχωμα ποταμού Kushiro: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Kaneko et al, 1995) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο



(α)



(β)

Σχ. 6.2.5. Επίχωμα γέφυρας ποταμού, Ρύμνιο: Φράγμα Marquesa κατόντι: (α) γεωμετρία της ολίσθησης (Tika and Pitilakis, 1999) και (β) προσομοίωση της αρχικής γεωμετρίας με το προτεινόμενο μοντέλο

6.3 Μοντέλο πρόβλεψης της σεισμικής στροφής κτιρίων λόγω ρευστοποίησης

6.3.1. Εισαγωγή

Μηχανισμός αστοχίας που προβλέπει την στρόφη κτιρίων δίνεται στο Σχ. 6.3.1: Η επιφάνεια ολίσθησης κάτω από το θεμέλιο λαμβάνεται κυκλική και λόγω της ροπής του κτιρίου που ασκείται κατά τη διάρκεια του σεισμού, το θεμέλιο στρέφεται. Ειδικότερα, όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 2.7, υπάρχει γραμμική συσχέτιση (αλλά όχι ιδιαίτερα ισχυρή) μεταξύ της καθίζησης και του γινόμενου του πλάτους του θεμελίου και της στροφής του, κάτι που δείχνει ότι ο άξονας της στροφής συμπίπτει με το άκρο της θεμελίωσης.

Παρακάτω (α) περιγράφεται το μοντέλο, (β) δίδεται η εξίσωση της κίνησης και η κρίσιμη επιτάχυνση για οριακή ισορροπία, (γ) περιγράφεται η αριθμητική προσομοίωση και (δ) δίνονται εφαρμογές του μοντέλου για τη πρόβλεψη της στροφής των κτιρίων λόγω του σεισμού στο Dagupan και Adapazarı. Το μοντέλο αναπτύχθηκε από τους πολιτικούς μηχανικούς Κωνσταντίνο Σταματόπουλο και Πέτρο Πετρίδη.

6.3.2. Το μοντέλο

Το μοντέλο που εξετάζεται δίδεται στο Σχ. 6.3.1. Για την επίλυση θεωρούνται τα παρακάτω:

(α) Η κατασκευή θεωρείται έχουσα σχήμα ορθογωνίου άπειρου μήκους ή μεγάλου μήκους παραλληλεπιπέδου στο χώρο και συνεπώς η τομή της με κατακόρυφο επίπεδο είναι ορθογώνιο παραλληλόγραμμο.

(β) Η κίνηση του συστήματος είναι δισδιάστατη, στο επίπεδο της σεισμικής κίνησης που θεωρείται παράλληλο στη διαμήκη ή την εγκάρσια διεύθυνση της κατασκευής. Συνεπώς η επιφάνεια θραύσης είναι κυλινδρική και η τομή της με το επίπεδο της σεισμικής κίνησης κυκλική. Το έδαφος μέσα στη θραύση θεωρείται ασυμπίεστο, έτσι ώστε να εφαρμόζεται το μοντέλο του άκαμπτου σώματος.

(γ) Το κέντρο του κύκλου ολίσθησης θεωρείται συμπίπτει με μία των κορυφών της βάσης έδρασης της κατασκευής που ευρίσκεται σε ορισμένο βάθος από την επιφάνεια του εδάφους.

(δ) Παρόμοια με την ανάλυση ευστάθειας πρανών κατά Fellenius (π.χ. Lambe and Whitman, 1969) κατά την ανάλυση του κύκλου ολίσθησης σε κατακόρυφα στοιχεία οι οριζόντιες εσωτερικές δυνάμεις στις επιφάνειες μεταξύ των στοιχείων αγνοούνται.

(ε) Άνωθεν της στάθμης υδροφόρου ορίζοντα (ΣΥΟ) το έδαφος θεωρείται να έχει μόνο αντίσταση τριβής (ϕ') και κάτω από αυτήν να έχει μόνον αντίσταση συνοχής (c_u).

Το πρόβλημα που εξετάζεται ορίζεται από (α) τη γεωμετρία του κτιρίου που ορίζεται από το συνολικό ύψος του πάνω από το έδαφος, α_1 , το βάθος της θεμελίωσης του, α_2 (το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$), και το πλάτος του, b , (β) το μέσο ειδικό βάθος του κτιρίου γ_b , (γ) το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα, d_w , (δ) την αντοχή πάνω από τη στάθμη, κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στο ρευστοποιηθέν έδαφος και κάτω από το ρευστοποιηθέν έδαφος, ϕ' , $c = c_u$ και $c = c_{u-2}$ αντίστοιχα, (ε) το ειδικό βάρος του εδάφους γ_u και (ζ) την ασκούμενη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a(t) = k(t)g$.

6.3.3 Εξίσωση κίνησης

(α).Γενική εξίσωση

Θεωρούμε ότι το κτίριο και η ολισθαίνουσα μάζα κινείται σαν εννιαίο σώμα και ότι η κίνηση είναι στρεπτική, γύρω από έναν άξονα. Τα εξωτερικά πεδία δυνάμεων που ασκούνται επί του εδάφους και της κατασκευής είναι το πεδίο βαρύτητας και το πεδίο σεισμικών δυνάμεων (Σχ. 6.3.2). Όπως δίδεται π.χ. από τους Sarma (1981), όταν η ασκούμενη ροπή είναι μεγαλύτερη από την αντίσταση (ή η κίνηση δεν έχει ακόμη σταματήσει), η εξίσωση που περιγράφει τη στροφή θ του σώματος είναι

$$m g d \cos(\theta_0 - \theta) + k m g d \sin(\theta_0 - \theta) - \sum_i S R_i = I (d^2\theta/dt^2) \quad (6.3.1a)$$

όπου m είναι η μάζα του σώματος, d και θ_0 είναι η απόσταση και η γωνία με την οριζόντιο του κέντρου μάζας του σώματος, k είναι ο συντελεστής της σεισμικής επιτάχυνσης, $\sum S R$ είναι οι ροπές που αντιστέκονται στη κίνηση στην επιφάνεια ολίσθησης λόγω της αντοχής του εδάφους και I είναι η ροπή αδρανείας.

Εάν επιπροσθέτως έχουμε και κατακόρυφη επιτάχυνση, η εξίσωση κίνησης διαμορφώνεται ως:

$$m (1 + \psi k) g d \cos(\theta_0 - \theta) + k m g d \sin(\theta_0 - \theta) - \sum_i S_i R_i = I (d^2\theta/dt^2) \quad (6.3.1b)$$

όπου ψ είναι ο λόγος της κατακόρυφης προς την οριζόντια επιτάχυνση. Παρακάτω ορίζονται όλα τα μεγέθη της (6.3.1).

(β).Μάζα και κέντρο μάζας

Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε το σώμα σε τρία τμήματα, (α) το κτίριο, (β) την εδαφική ολισθαίνουσα μάζα κάτω από το κτίριο και (γ) την υπολειπόμενη άνω εδαφική ολισθαίνουσα μάζα. Αυτά τα «μέρη» τα ονομάζουμε b , s , s_a αντίστοιχα. Σύμφωνα με το Σχ. 6.3.1 η μάζα τους ισούται με:

$$m_b = [\rho_b (\alpha_1 + \alpha_2)] b \quad (6.3.2)$$

$$m_s = \rho_u \frac{\pi b^2}{2} \quad (6.3.3)$$

$$m_{sa} \cong \rho_u b \alpha_2 \quad (6.3.4)$$

όπου ρ_b και ρ_u είναι οι πυκνότητες της κατασκευής, και του εδάφους.

Οι άξονες λαμβάνονται στο κέντρο περιστροφής. Το κέντρο βάρους καθενός από τα τρία αυτά μέρη στην αρχική θέση είναι:

$$x_b = \frac{b}{2}, y_b = \frac{\alpha}{2} \quad (6.3.5)$$

$$x_s = 0, y_s = -\frac{4}{3\pi} b \quad (6.3.6)$$

$$x_{sa} \cong -\frac{b}{2}, y_{sa} \cong -\frac{\alpha_2}{2} \quad (6.3.7)$$

Η συνολική μάζα του σώματος είναι:

$$\begin{aligned} m &= m_b + m_s + m_{sa} = \rho_b (\alpha_1 + \alpha_2) b + \rho_u \frac{\pi b^2}{2} + \rho_u b \alpha_2 \\ &= b [\rho_b (\alpha_1 + \alpha_2) + \rho_u (\alpha_2 + \pi b/2)] = b[\rho_b \cdot \alpha + \rho_u (\alpha_2, \pi b/2)] \end{aligned} \quad (6.3.8)$$

Το κέντρο βάρους του συστήματος στην αρχική θέση ισούται με:

$$x_{cm} = \frac{x_b m_b + x_s m_s + x_{sa} m_{sa}}{m_b + m_s + m_{sa}} = \frac{\rho_b a b / 2 - \rho_u b \alpha_2 / 2}{\rho_b \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b / 2)} = \frac{A_o}{C_o} \quad (6.3.9)$$

$$y_{cm} = \frac{y_b m_b + y_s m_s + y_{sa} m_{sa}}{m_b + m_s + m_{sa}} = \frac{(b \alpha / 2) \rho_b \alpha - \rho_u \pi (4b/3\pi) (b^2/2) - \rho_u b \alpha^2 / 2}{b [\rho_b \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b / 2)]} =$$

$$= \frac{\rho (\alpha^2 / 2) - \rho_u (4b^2 / 6) + \alpha^2 / 2}{\rho_b \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b / 2)} = \frac{B_o}{C_o} \quad (6.3.10)$$

όπου $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$

Οι παράμετροι d και θ_o της εξίσωσης (6.3.1) ισούνται με:

$$d = (y_{cm}^2 + x_{cm}^2)^{0.5} = (B_o^2 + A_o^2)^{0.5} / C_o \quad (6.3.11)$$

$$\theta_o = \tan^{-1} (y_{cm} / x_{cm}) = \tan^{-1} (B_o / A_o) \quad (6.3.12)$$

όπου A_o , B_o οι αριθμητές των εκφράσεων που δίνουν οι σχέσεις (6.3.9), (6.3.10) αντίστοιχα και C_o ο παρονομαστής τους.

(γ). Ροπή αδρανείας

Για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας χωρίζουμε πάλι το σώμα στα τρία μέρη, b , s , sa αντίστοιχα. Μετά από πράξεις (βλέπε Παράρτημα Ε) προκύπτει τελικά:

$$I = \frac{1}{4} \rho_b a b (\alpha^2 + b^2) + \rho_u b \left(\frac{8}{9\pi} b^3 + \frac{1}{4} \alpha_2 b^2 + \alpha_2^3 \right) \quad (6.3.13)$$

(δ). Οι δυνάμεις αντίστασης

Γενικά

Το Σχ. 6.3.3 δίνει τις δυνάμεις αντίστασης. Για το υπολογισμό των δυνάμεων αντίστασης, επειδή η δύναμη δεν είναι ομοιογενής στην επιφάνεια ολίσθησης, πρέπει να χωρίσουμε το ολισθαίνον σώμα σε μέρη. Λαμβάνονται τεμάχια, δηλαδή λωρίδες, που δημιουργούνται με κατακόρυφες ευθείες. Οι εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των τεμαχίων, επηρεάζουν την λύση, γιατί μεταβάλλουν τη δύναμη την κάθετη στην επιφάνεια ολίσθησης. Παρόμοια με την ανάλυση ευστάθειας πρανών κατά Fellenius (π.χ. Lambé and Whitman, 1969) κατά την ανάλυση του κύκλου ολίσθησης σε κατακόρυφα στοιχεία οι οριζόντιες εσωτερικές δυνάμεις στις επιφάνειες μεταξύ των στοιχείων αγνοούνται. Επιπροσθέτως θυμίζουμε ότι για βάθος $d < h_w$ θεωρείται ότι υπάρχει αντίσταση μόνον λόγω τριβής, ενώ για $d > h_w$ αντίσταση μόνον λόγω συνοχής.

Περίπτωση (i) $\alpha_2 \leq h_w \leq \alpha_2 + b$

Η δύναμη συνοχής δίνεται από τη σχέση:

$$F_c = c_u \cdot L_2 \quad (6.3.14)$$

όπου L_2 είναι το μήκος του εντός του εδάφους τμήματος (τόξου) του κύκλου αστοχίας. Από τα Σχήμα 6.3.2 και 6.3.3 φαίνεται ότι το μήκος L_2 είναι:

$$L_2 = b \cdot \omega \quad (6.3.15a)$$

όπου:

$$\cos \frac{\omega}{2} = \frac{h_w - \alpha_2}{b} = \lambda \quad (6.3.15b)$$

ή

$$\omega = 2 \cos^{-1}(\lambda) \quad (6.3.16)$$

Άρα:

$$L_2 = 2b \cos^{-1}(\lambda) \quad (6.3.17)$$

Τότε η (6.3.14) γίνεται:

$$F_c = 2 b \cos^{-1}(\lambda) \cdot c_u \quad (6.3.18a)$$

Εφ' όσον αντί για μία υπάρχουν δύο στρώσεις εδαφικού υλικού κάτω από τη ΣΥΟ με διαφορετική αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c_{u1} , c_{u2}) τότε εύκολα μπορεί ναδειχθεί ότι η συνολική δύναμη συνοχής δίνεται από τη σχέση:

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = 2b \left[\left(\cos^{-1}(\lambda) - \cos^{-1}(\lambda_2) \right) \cdot c_{u1} + \cos^{-1}(\lambda_2) \cdot c_{u2} \right] \quad (6.3.18b)$$

όπου:

$$\lambda_2 = \frac{h_{c2} - \alpha_2}{b}$$

h_{c2} το βάθος συνάντησης της στρώσης με αντοχή c_{u2}

Ορίζοντας την γωνία β όπως φαίνεται στο Σχ. 6.3.4, η δύναμη τριβής λόγω βάρους ασκείται στα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης (κυκλικά τόξα) που αντιστοιχούν στους κυκλικούς τομείς:

$$-(\theta_\alpha + \pi) \leq \beta_j < -\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\omega}{2}\right)$$

$$-\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\omega}{2}\right) < \beta_j \leq 0$$

όπου

$$\theta_\alpha = \sin^{-1}(\alpha_2/b)$$

Όμως στον κυκλικό τομέα $(-(\theta_\alpha + \pi), -\pi)$ η δύναμη τριβής είναι μηδέν. Συνεπώς αντίσταση τριβής υπάρχει μόνο στους κυκλικούς τομείς:

$$-\pi \leq \beta_j < -(\pi + \omega)/2, \quad -(\pi - \omega)/2 < \beta_j \leq 0$$

Η δύναμη τριβής λόγω οριζόντιας σεισμικής κίνησης (η κατακόρυφη σεισμική κίνηση προς το παρόν αγνοείται) $k \sum_j \Delta W_j \cdot \sin \beta_j$ υπάρχει και στα δύο τεταρτοκύκλια, αφού η

κάθετη δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης είναι θετική.

Η έκφραση για τη δύναμη τριβής είναι:

$$F_F = \sum_j F_{Fj} = \sum_j \tan \varphi' (\Delta W_j |\cos \beta_j| + k \Delta W_j |\sin \beta_j|) = \tan \varphi' \left(\sum_j \Delta W_j \cdot |\cos \beta_j| \pm k \sum_j \Delta W_j \cdot |\sin \beta_j| \right) \quad (6.3.19)$$

όπου το πρόσημο + αντιστοιχεί στο τετρακύκλιο $[0, \pi/2]$ (τομέας $[(\omega/2, \pi/2)]$) και το πρόσημο - στο τετρακύκλιο $[0, -\pi/2]$ (τομέας $[\omega/2, -\pi/2]$) με k θεωρούμενο θετικό με φορά προς τα δεξιά και ΔW_j είναι το βάρος της λωρίδας j .

Πρέπει να διακρίνουμε δύο περιπτώσεις ανάλογα με το εάν υπεράνω της στάθμης θεμελίωσης υπάρχει κατασκευή ή έδαφος (παράπλευρα προς την κατασκευή). Στην πρώτη περίπτωση (α):

$$\Delta W_j = (b - h_j) \Delta x \gamma_u + \alpha_2 \Delta x \gamma_u = \Delta W_{j0} + \alpha_2 \Delta x \gamma_u$$

όπου ΔW_{j0} είναι το βάρος κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης, και τα Δx και h_j ορίζονται στο Σχ. 6.3.4. Στη δεύτερη περίπτωση (β):

$$\Delta W_j = (b - h_j) \Delta x \gamma_u + \alpha \Delta x \gamma_b = \Delta W_{j0} + \alpha \Delta x \gamma_b$$

Από το Σχ. 6.3.4 έχουμε ότι το τόξο και η χορδή του κύκλου s_j και s'_j ισούνται με

$$s_j = \beta_j \cdot b, \quad s'_j = 2 (s'_j/2) = 2 \cdot b \sin (\beta_j/2)$$

Άρα,

$$h_j = s'_j \sin (\beta_j/2)$$

$$\Delta x = \Delta x_j = \cos \beta_j \Delta s'_j \cong \cos \beta_j \Delta s_j = b \cos \beta_j \Delta \beta_j$$

Τότε:

$$\Delta W_{j0} = (b - h_j) \Delta x \gamma_u = \gamma_u \Delta x b (1 - 2 \sin^2 (\beta_j/2)) \Rightarrow$$

$$\Delta W_j = \gamma_c b^2 \left(1 + \frac{\alpha_c}{b} - 2 \sin^2 (\beta_j/2) \right) \cdot \cos \beta_j \Delta \beta_j \quad (6.3.20)$$

Όπου, στην περίπτωση (α) έχουμε $\gamma_c = \gamma_u$, $\alpha_c = \alpha_2$, ενώ στη περίπτωση (β) έχουμε: $\gamma_c = \gamma_b$, $\alpha_c = \alpha$

Τα αθροίσματα της ανωτέρω σχέσης (6.3.19) υπολογίζονται αναλυτικά για τα δύο τετεροκύκλια (βλέπε Παράρτημα Ε). Έτσι προκύπτει η τελική έκφραση της ολικής δύναμης τριβής:

$$F_F = \frac{2}{3} \gamma_u b^2 [2 - (\lambda^2 + 2) \sqrt{1 - \lambda^2}] + \frac{b}{4} (\gamma_b \alpha + \gamma_u \alpha_2) (\pi - 2 \cos^{-1}(\lambda) - 2 \lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \pm k \frac{1}{2} b \lambda^2 (\gamma_b \alpha - \gamma_u \alpha_2) \quad (6.3.21b)$$

όπου στον τελευταίο συντελεστή το πρόσημο + αντιστοιχεί σε $k > 0$ (\rightarrow) ενώ το πρόσημο - σε $k < 0$ (\leftarrow) και λ ορίστηκε από την (6.3.15b).

Συνδυάζοντας τις (6.3.18), (6.3.21b) προκύπτει η συνολική δύναμη αντίστασης:

$$F_R = F_c + F_F = 2 b \cos^{-1}(\lambda) \cdot c_u + \tan \varphi' \cdot$$

$$\left[\frac{2}{3} \gamma_u b^2 [2 - (\lambda^2 + 2) \sqrt{1 - \lambda^2}] + (\gamma_b \alpha + \gamma_u \alpha_2) \frac{b}{4} (\pi - 2 \cos^{-1}(\lambda) - 2 \lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \right] \pm$$

$$k \cdot \left(\frac{1}{2} b \lambda^2 (\gamma_b \alpha - \gamma_u \alpha_2) \right) \quad (6.3.22)$$

Περίπτωση (ii) $h_w \leq \alpha_2$

Εφ' όσον η ΣΥΟ υπέρκειται της Στάθμης Θεμελίωσης (ΣΘ) τότε η δύναμη τριβής ισούται με μηδέν, ή $F_F = 0$. Ο λόγος είναι ότι αντοχή λόγω τριβής εμφανίζεται μόνο στο τμήμα της κυκλικής επιφάνειας θραύσης (το υπερκείμενο της ΣΘ), όπου όμως η θλιπτική δύναμη κάθετη προς την επιφάνεια ολίσθησης κατευθύνεται προς το κέντρο Ο, και άρα δεν είναι θλιπτική.

Η δύναμη αντίστασης, δηλαδή η δύναμη συνοχής, σύμφωνα με το Παράρτημα Ε, δίνεται από τη σχέση:

$$F_R = F_C = c_u \cdot L_1 \cong c_u \pi b + (\alpha_2 - h_w) c_u \quad (6.3.23)$$

Στην περίπτωση ύπαρξης δύο στρώσεων με διαφορετική διατμητική ανοχή, c_{u1} , c_{u2} η δύναμη αντίστασης δηλαδή συνοχής θα είναι:

$$F_R = F_C = F_{C0} + F_{C1} + F_{C2} = c_{u1} (\alpha_2 - h_w) + 2 b \left[\left(\frac{\pi}{2} - \cos^{-1}(\lambda_2) \right) c_{u1} + \cos^{-1}(\lambda_2) c_{u2} \right] \quad (6.3.24)$$

όπου λ_1 , λ_2 έχουν ήδη οριστεί και L_1 είναι το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης κάτω από την ΣΥΟ.

(ε). Κρίσιμη επιτάχυνση και άλλες παράμετροι συναρτήσει αδιάστατων παραμέτρων

Η σχέση (6.3.1) μπορεί να εκφρασθεί ως

$$\frac{d^2\theta}{dt^2} = A (k(t) - k_c) \quad \text{όπου} \quad (6.3.25)$$

Η $(k_c g)$ είναι η κρίσιμη επιτάχυνση στη θέση θ , δηλαδή η οριακή επιτάχυνση που προκαλεί τη σχετική μετακίνηση. Ο συντελεστής k_c υπολογίζονται παρακάτω.

Θεωρούμε τους αδιάστατους συντελεστές:

$$\mu = \frac{\gamma_b \alpha}{\gamma_u b}, \quad v = \frac{\alpha_2}{b}, \quad n = \frac{\alpha}{b}, \quad \mu_u = \frac{c_u}{\gamma_u b} \quad (6.3.26)$$

Οι σχέσεις (6.3.5-6.3.13) διαμορφώνονται ως

$$x_{cm} = \frac{0.5(\rho_b \alpha b - \rho_u b \alpha_2)}{\rho_b \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b/2)} = \frac{0.5(\mu - v)}{\mu + v + \frac{\pi}{2}} \cdot b \quad (6.3.27)$$

$$y_{cm} = \frac{0.5[\rho_b \alpha^2 - \rho_u (4b^2/3 + \alpha_2^2)]}{\rho_b \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b/2)} = \frac{0.5(\mu n - v^2 - 4/3)}{\mu + v + \frac{\pi}{2}} \cdot b \quad (6.3.28)$$

$$m = b [\rho_b \cdot \alpha + \rho_u (\alpha_2 + \pi b/2)] = \frac{\gamma_u b^2}{g} \left(\mu + v + \frac{\pi}{2} \right) \quad (6.3.29)$$

$$I = \frac{1}{4} \rho_b \alpha b (\alpha^2 + b^2) + \rho_u b \left(\frac{8}{9\pi} b^3 + \frac{1}{4} \alpha_2 b^2 + \alpha_2^3 \right) = \rho_u b^4 [0.25 (\mu + v) + 0.25 \mu n^2 + v^3 + (8/9\pi)] \quad (6.3.30)$$

Είναι επίσης:

$$mg d \cos \theta_o = mg x_{cm} = 0.5 \gamma_u b^3 (\mu - v) \quad (6.3.31a)$$

$$mgd\sin\theta_o = mgy_{cm} = 0.5 \gamma_u b^3 (\mu n - v^2 - 4/3) \quad (6.3.31b)$$

$$mgd\cos(\theta_o - \theta) = mgd\cos\theta_o - \cos\theta + mgd\sin\theta_o \sin\theta = 0.5\gamma_u b^3 (\mu - v) \cos\theta + 0.5\gamma_u b^3 (\mu n - v^2 - 4/3) \sin\theta \quad (6.3.32a)$$

$$mgd\sin(\theta_o - \theta) = mgd\sin\theta_o \sin\theta - mgd \cos\theta_o \cos\theta = 0.5\gamma_u b^3 (\mu n - v^2 - 4/3) \cos\theta - 0.5\gamma_u b^3 (\mu - v) \sin\theta \quad (6.3.32b)$$

Περίπτωση (i) $\alpha_2 < h_w \leq \alpha_2 + b$.

Η εξίσωση (6.3.22), σύμφωνα με το Παράρτημα Ε, γράφεται:

$$F_R = F_c + F_F = 2\gamma_u b^2 \cos^{-1}(\lambda) \cdot \mu_u + \gamma_u b^2 \cdot \tan\varphi' [F_1 \pm F_2 \cdot k] \quad (6.3.33)$$

όπου:

$$F_1 = \frac{2}{3} [2 - (\lambda^2 + 2) \sqrt{1 - \lambda^2}] + 0.25 (\mu + v) (\pi - 2\cos^{-1}(\lambda) - 2\lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \geq 0 \quad (6.3.34)$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \lambda^2 (\mu - v) \quad (6.3.35)$$

Εάν θεωρηθεί εκτός από την οριζόντια σεισμική συνιστώσα $k = k_h$ και η κατακόρυφη $k_v = \psi k_h$ (και αυτό θεωρείται αναγκαίο γιατί η σύγκριση των αντίστοιχων όρων τριβής δείχνει πως η αυξομείωση της τριβής λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας είναι γενικά μεγαλύτερη από την συμβολή του όρου τριβής λόγω της οριζόντιας συνιστώσας) τότε η αντίστοιχη εξίσωση της δύναμης αντίστασης γίνεται:

$$F_R = 2\gamma_u b^2 \cos^{-1}(\lambda) \cdot \mu_u + \gamma_u b^2 \cdot \tan\varphi' [F_1 (1 + \psi k) \pm F_2 \cdot k] \quad (6.3.36)$$

Στην περίπτωση δύο στρώσεων με διαφορετική συνοχή c_{u1}, c_{u2} ο όρος συνοχής της ανωτέρω σχέσης αντικαθίσταται από το δεύτερο μέλος της εξίσωσης (6.3.18b) που γράφεται σαν:

$$F_c = 2\gamma_u b^2 \{[\cos^{-1}(\lambda) - \cos^{-1}(\lambda_2)] \cdot \mu_{u1} + \cos^{-1}(\lambda_2) \mu_{u2}\} \quad (6.3.37)$$

Η (6.3.1) στην συνθήκη οριακής ισορροπίας γράφεται:

$$(1 + \psi k_c) mgd\cos(\theta_o - \theta) + k_c mgd \sin(\theta_o - \theta) - F_R(k_c) \cdot b = 0 \quad (6.3.38)$$

Η ανωτέρω σχέση είναι μία εξίσωση ισορροπίας ροπών και εάν η ροπή αντίστασης λόγω τριβής και συνοχής θεωρείται με αρνητικό πρόσημο το άθροισμα των δύο πρώτων όρων που εκφράζουν τις ροπές ολίσθησης (αστοχίας) πρέπει να είναι θετικό. Μάλιστα για την οριακή (κρίσιμη) επιτάχυνση που είναι η ελάχιστη απαιτούμενη για την ολίσθηση σε κάθε θέση πρέπει να θεωρηθεί η δυσμενέστερη κατάσταση όπου οι ροπές λόγω κατακόρυφης δύναμης (ίδιο βάρος και κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα) και οριζόντιας δύναμης (οριζόντια σεισμική συνιστώσα) να είναι ομόρροπες.

Η (6.3.38) γράφεται με αντικατάσταση:

$$0.5(1 + \psi k_c) [(\mu - v) \cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3) \sin\theta] + 0.5 k_c [(\mu n - v^2 - 4/3) \cos\theta - (\mu - v) \sin\theta] - 2\cos^{-1}(\lambda) \cdot \mu_u - \tan\varphi' F_1 (1 + \psi k_c) \pm \tan\varphi' F_2 \cdot k_c = 0 \Leftrightarrow 0.5k_c [(\mu n - v^2 - 4/3) \cos\theta - (\mu - v) \sin\theta] + 0.5 \psi k_c [(\mu - v) \cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3) \sin\theta] - \tan\varphi' \psi F_1 \cdot k_c \mp \tan\varphi' F_2 \cdot k_c = -0.5 [(\mu - v) \cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3) \sin\theta] + 2\cos^{-1}(\lambda) \mu_u + \tan\varphi' F_1 \quad \Leftrightarrow$$

$$k_c = k_c(\theta) =$$

$$\frac{2\cos^{-1}(\lambda) \cdot \mu_u + \tan\phi' F_1 - 0.5[(\mu - v)\cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3)\sin\theta]}{0.5\psi[(\mu - v)\cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3)\sin\theta] + 0.5[(\mu n - v^2 - 4/3)\cos\theta - (\mu - v)\sin\theta] - \tan\phi' \cdot \psi F_1 \mp \tan\phi' F_2} \quad (6.3.39)$$

Ο τρίτος όρος του αριθμητή εκφράζει τη ροπή ολίσθησης της συνολικής μάζας υπό την επίδραση του ίδιου βάρους ενώ οι δύο πρώτοι όροι τη ροπή αντίστασης που αντιστοιχεί σε αυτή τη ροπή ολίσθησης. Συνεπώς ο τρίτος όρος πρέπει να έχει πάντα αντίθετο πρόσημο από αυτό των δύο πρώτων και άρα η εντός της αγκύλης ποσότητα πρέπει να είναι πάντα θετική.

Ο πρώτος όρος του παρονομαστή εκφράζει τη ροπή ολίσθησης λόγω της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας ενώ ο τρίτος όρος του την ροπή ευστάθειας (αντίστασης) που αντιστοιχεί σε αυτή την ροπή ολίσθησης. Συνεπώς οι δύο αυτοί όροι πρέπει να έχουν πάντα αντίθετα πρόσημα. Το ίδιο ακριβώς ισχύει για τον δεύτερο και τέταρτο όρο που εκφράζουν αντίστοιχα τη ροπή ολίσθησης και ευστάθειας λόγω της οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας.

Στην περίπτωση δύο εδαφικών στρώσεων κάτω από την ΣΥΟ διαφορετικής συνοχής ο όρος της συνοχής στην εξίσωση (6.3.39) αντικαθίσταται από την έκφραση εντός αγκύλης της εξίσωσης (6.3.24).

Περίπτωση (ii) $h_w \leq a_2$.

Με θεώρηση των αδιάστατων συντελεστών μ_u η (6.3.23) γράφεται:

$$F_R = F_C = \gamma_u b^2 \mu_u (\pi + \lambda) \quad (6.3.40)$$

ενώ η (6.3.28) γράφεται:

$$F_R = F_C = \gamma_u b^2 \cdot \mu_{u1} \cdot \lambda + 2\gamma_u b^2 \left[(\cos^{-1}(\lambda) - \cos^{-1}(\lambda_2)) \cdot \mu_{u1} + \cos^{-1}(\lambda_2) \cdot \mu_{u2} \right] = \gamma_u b^2 [(\lambda + 2\cos^{-1}(\lambda) - 2\cos^{-1}(\lambda_2)) \cdot \mu_{u1} + 2\cos^{-1}(\lambda_2) \cdot \mu_{u2}] \quad (6.3.41)$$

Με αντικατάσταση του όρου της αντίστασης (F_R b) στην εξίσωση (38) από την ροπή αντίστασης λόγω συνοχής όπως δίνεται από την (25) προκύπτει τελικά η αντίστοιχη της (41) έκφραση για την κρίσιμη επιτάχυνση k_c :

$$k_c = k_c(\theta) =$$

$$\frac{(\pi - \lambda) \cdot \mu_u - 0.5[(\mu - v)\cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3)\sin\theta]}{+ 0.5\psi[(\mu - v)\cos\theta + (\mu n - v^2 - 4/3)\sin\theta] + 0.5[(\mu n - v^2 - 4/3)\cos\theta - (\mu - v)\sin\theta]} \quad (6.3.42)$$

Στην περίπτωση δύο εδαφικών στρώσεων υπό την ΣΥΟ, διαφορετικής συνοχής ο όρος της συνοχής στην εξίσωση (6.3.42) αντικαθίσταται από την έκφραση εντός αγκύλης της εξίσωσης (6.3.24).

Επίσης, με αντικατάσταση όλων των παραπάνω αδιάστατων σχέσεων στην γενική εξίσωση κίνησης (σχέση (6.3.1)) προκύπτει η εξίσωσης κίνησης συναρτήσει των αδιάστατων παραμέτρων.

6.3.4 Αριθμητική προσομοίωση και συμπεριφορά

(α). Εξισώσεις που επιλύονται

Επειδή η κατακόρυφη επιτάχυνση κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι περίπου συμμετρική ως προς το μηδέν, ο συντελεστής ψ μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικά ίσος με το μηδέν. Επίσης, ο συντελεστής F_2 λαμβάνει πολύ μικρές τιμές για τυπικές γεωμετρίες και επιπροσθέτως πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή k , που είναι

μικρότερος της μονάδας στους σεισμούς. Άρα μπορεί ο τελευταίος συντελεστής της (22) να ληφθεί ίσος με μηδέν και άρα

$$F_R = F_c + F_F = 2b \cos^{-1}(\lambda) \cdot c_u \quad (6.3.43)$$

$$+ \tan \varphi' \cdot \left[2\gamma_u b^2 \lambda \left(1 - \frac{\lambda^2}{3} \right) + (\gamma_b \alpha + \gamma_u \alpha_2) \frac{b}{4} \left(\pi - 2 \cos^{-1} \lambda + (2\lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \right) \right]$$

Με τις παραπάνω προσεγγίσεις, η εξίσωση κίνηση διαμορφώνεται ως

$$d^2\theta/dt^2 = (m g d \cos(\theta_0 + \theta) + k m g d \sin(\theta_0 + \theta) - b F_R) / I \quad (6.3.44)$$

όπου

- Περίπτωση (i) $\alpha_2 < h_w \leq \alpha_2 + b$, μία στρώση κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα.

$$F_R = 2b \cos^{-1}(\lambda) \cdot c_u$$

$$+ \tan \varphi' \cdot \left\{ (2/3) \gamma_u b^2 [2 - (\lambda^2 + 2) \sqrt{1 - \lambda^2}] + \frac{b}{4} (\gamma_b \alpha + \gamma_u \alpha_2) (\pi - 2 \cos^{-1}(\lambda) - 2\lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \right\}$$

- Περίπτωση (ii) $\alpha_2 < h_w \leq \alpha_2 + b$, δύο στρώσεις κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα.

$$F_R = 2 b c_{u1} [\cos^{-1}(\lambda) - \cos^{-1}(\lambda_2)] + 2 b c_{u2} [\cos^{-1}(\lambda_2)] + \tan \varphi' \cdot \left\{ (2/3) \gamma_u b^2 [2 - (\lambda^2 + 2) \sqrt{1 - \lambda^2}] + \frac{b}{4} (\gamma_b \alpha + \gamma_u \alpha_2) (\pi - 2 \cos^{-1}(\lambda) - 2\lambda \sqrt{1 - \lambda^2}) \right\}$$

- Περίπτωση (iii) $h_w \leq \alpha_2$ μία στρώση κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα.

$$F_R = F_C = F_{C0} = c_u (\pi b - h_w + \alpha_2)$$

- Περίπτωση (iv) $h_w \leq \alpha_2$ δύο στρώσεις κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα.

$$F_R = F_C = F_{C0} + F_{c1} + F_{c2} = c_{u1} (\alpha_2 - h_w) + 2 b \left[\left(\frac{\pi}{2} - \cos^{-1}(\lambda_2) \right) c_{u1} + \cos^{-1}(\lambda_2) c_{u2} \right]$$

Η εξίσωση κίνησης (6.3.44) μπορεί επιπροσθέτως να εκφρασθεί συναρτήσει της κρίσιμης επιτάχυνσης ως

$$d^2\theta/dt^2 = A (k(t) - k_c) \quad \text{όπου} \quad (6.3.45)$$

$$A = m g d \sin(\theta_0 - \theta) / I$$

$$k_c = \{ - m g d \cos(\theta_0 - \theta) + F_R b \} / [m g d \sin(\theta_0 - \theta)]$$

Στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος γράφτηκε πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή στη γλώσσα fortran που επιλύει αυτές τις σχέσεις και υπολογίζει για δεδομένο σεισμό και γεωμετρία κτιρίου και υποκείμενου εδάφους, την στροφή.

Επίσης, επειδή παρατηρήθηκε ότι η στροφή του κτιρίου εξαρτάται καίρια από το ειδικό βάρος του κτιρίου, στο Παράρτημα Ε προτείνεται εμπειρική σχέση που δίνει αυτήν την παράμετρο.

(β). Συμπεριφορά

Αριθμητικές παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν ότι η συμπεριφορά εξαρτάται από το τεταρτιμόριο στο οποίο βρίσκεται το κέντρο βάρους του συστήματος κτίριο-έδαφος που ολισθαίνει κάτω από το κτίριο. Για στροφή του κτιρίου το κέντρο βάρους πρέπει να βρίσκεται είτε στο πρώτο ($x>0$, $y>0$), είτε στο δεύτερο τεταρτιμόριο ($x>0$, $y<0$). Ειδάλλως στροφή του κτιρίου δεν είναι δυνατή. Είναι δυνατή όμως ανύψωση του κτιρίου.

Εάν το κέντρο βάρους βρίσκεται στο πρώτο τεταρτιμόριο, ο συντελεστής A είναι θετικός και στατική αστάθεια αντιστοιχεί σε αρνητική τιμή του a_c . Επίσης θετική στροφή λαμβάνει χώρα όταν ο σεισμός ασκείται στην (x) διεύθυνση. Εάν το κέντρο βάρους βρίσκεται στο δεύτερο τεταρτιμόριο, ο συντελεστής A είναι αρνητικός και στατική αστάθεια αντιστοιχεί σε θετική τιμή του a_c . Επίσης θετική στροφή λαμβάνει χώρα όταν ο σεισμός ασκείται στην ($-x$) διεύθυνση.

Παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν ότι σε όλες τις περιπτώσεις που έχουν πρακτική σημασία το κέντρο βάρους βρίσκεται στο πρώτο ή δεύτερο τεταρτιμόριο. Μεγάλη στροφή ($>3^\circ$) αντιστοιχεί σε στατική αστάθεια. Σε αυτή δε την περίπτωση η στροφή δεν επηρεάζεται καίρια από την ασκούμενη ταλάντωση.

Η μέγιστη δυνατή στροφή δεν μπορεί να ξεπεράσει προσεγγιστικά τη στροφή που αντιστοιχεί για να φτάσει το κέντρο βάρους στον άξονα ($-y,0$). Συμπεραίνεται ότι η στροφή του κτιρίου δεν μπορεί να ξεπεράσει την τιμή (θ_0+90°), όπου θ_0 είναι η αρχική γωνία του κέντρου βάρους. Μπορούμε να σημειώσουμε ότι η περίπτωση που το αρχικό κέντρο βάρους αντιστοιχεί στον άξονα ($-y,0$), αντιστοιχεί στην περίπτωση που το βάρος του κτιρίου αντιστοιχεί στο βάρος του εδάφους που αφαιρείται για να θεμελιωθεί.

Παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν επίσης ότι η στροφή των κτιρίων αυξάνεται καίρια με την αύξηση του y_b και του α_1 , ενώ μειώνεται καίρια με την αύξηση των h_w και h_{c2} .

6.3.5. Εφαρμογές: Η στροφή των κτιρίων λόγω του σεισμού στο Dagupan και Adapazari

(α). Περιγραφή της περίπτωσης Dagupan

Οι Acacio et al, 2001, περιγράφουν τη στροφή 25 κτιρίων λόγω σεισμού. Όλες οι γεωμετρικές παράμετροι των κτιρίων και του υποκείμενου εδάφους δίδονται (πίνακας 6.3.1). Όσον αφορά την αντοχή του εδάφους στην περιοχή πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οι Acacio et al (2001), την προσομοιώνουν ως $\phi=30^\circ$ $c=0$, μιάς και έχουμε χαλαρή άμμο. Επίσης οι Acacio et al (2001) λαμβάνουν την αντοχή του εδάφους στην περιοχή που ρευστοποιείται μηδενική, ενώ βαθύτερα, στην περιοχή που δεν ρευστοποιείται, δεν δίνουν τιμές της αντοχής. Τα μέρη που ρευστοποιήθηκαν σχετίστηκαν με αποτελέσματα της δοκιμής του SPT ως περιοχές με $N<12$.

Όσον αφορά τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης οι Acacio et al (2001) αναφέρουν ότι εάν και δεν μετρήθηκε διέγερση, από την τιμή της δοκιμής SPT που σχετίζεται με τη ρευστοποίηση, συμπεραίνουν ότι $a_{max}=0.2g$.

Τέλος, οι Acacio et al, 2001, κάνουν στατιστική ανάλυση των ζημιών που παρατηρήθηκαν. Παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων εξαρτώνται κυρίως από τα h_w , h_{c2} και a_2 : Μειώνονται με την αύξηση των λόγων h_w/a_2 και h_{c2}/a_2 . Επίσης παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις τους, δηλαδή αυξάνεται με το ύψος τους (ή την πίεση ανά μονάδα) επιφάνειας και την μείωση του b .

(β). Προβλέψεις της περίπτωσης Dagupan

Η γεωμετρία των κτιρίων, η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και η στρωματογραφία ελήφθησαν όπως στον πίνακα 6.3.1. Επιπροσθέτως, σε όλες τις περιπτώσεις βάσει των Acacio et al (2001), για την στρώση πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα ελήφθη $\phi=30^\circ$, ενώ το ειδικό βάρος του εδάφους ως $\gamma=17\text{KN/m}^3$. Οι Acacio et al (2001) δεν δίνουν τιμές της αντοχής της στρώσης στην περιοχή βαθύτερα αυτής που ρευστοποιείται. Αυτή η στρώση έχει βάθος περίπου 10m και θεωρήθηκε προσεγγιστικά (και μη συντηρητικά) ότι έχει $c_u=100\text{kPa}$.

Επειδή όλες οι περιπτώσεις αφορούν ρευστοποίηση, θα ασκηθεί μετρηθείς σεισμός υπό ρευστοποίηση κανονικοποιημένος στη μέγιστη επιτάχυνση που μετρήθηκε στη εξεταζόμενη περίπτωση. Ειδικότερα, θα ασκηθεί το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο σεισμό του του Hyogoken-Nambu στο Kobe στη νήσο Port και σε βάθος 16m, κανονικοποιημένος βάσει της παραπάνω συζήτησης σε μέγιστη επιτάχυνση 0.2g. Όμως παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν ότι για στροφή μεγαλύτερη από 2° σχετίζεται με στατική αστάθεια, η στροφή δεν επηρεάζεται σημαντικά από χαρακτηριστικά της ασκούμενης ταλάντωσης.

Πρώτα θεωρήθηκε μηδενική αντοχή στο ρευστοποιηθέν έδαφος. Οι προβλέψεις έδωσαν στροφή μικρότερη από 2° για όλα κτίρια. Στροφή της τάξης των 2° , ή μικρότερη, επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες που δεν είναι γνωστοί με ακρίβεια, όπως τα χαρακτηριστικά της ασκούμενης ταλάντωσης, και η διαφορική καθίζηση λόγω συνίζησης. Συμπεραίνεται ότι οι προβλέψεις είναι αποδεκτές για όλα τα κτίρια, εκτός των κτιρίων 15 και 18.

Λεπτομερέστερη εξέταση του κτιρίου 15 έδειξε ότι δεν υπάρχει σημαντική στροφή του κτιρίου επειδή το αρχικό κέντρο βάρους είναι κοντά στον άξονα (-y,0). Αυτό συμβαίνει επειδή το βάρος του κτιρίου αντιστοιχεί στο βάρος του εδάφους που αφαιρείται για να θεμελιωθεί. Σύμφωνα με τους Acaccio et al (2001) το ακριβές βάθος θεμελίωσης δεν είναι γνωστό. Η ανάδρομη ανάλυση έδωσε ότι μείωση του a_2 από 1 σε 0.5m, και θεώρηση $c_u=1\text{kPa}$ προβλέπει τη μετρηθείσα στροφή. Η αντίστοιχη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης ήταν της τάξης του 0.02g (δηλαδή δηλώνει στατική αστάθεια). Πρέπει δε να αναφερθεί ότι αυτή η πολύ μικρή τιμές του c_u είναι σύμφωνη με το κάτω όριο της σχέσης των Seed and Harder (1990) για τιμή του $N_1 < 8$ (Σχ. 4.3.2^α).

Λεπτομερέστερη εξέταση του κτιρίου 18 έδειξε ότι (i) η επιφάνεια ολίσθησης δεν φθάνει μέχρι την βαθύτερη στρώση υψηλότερης αντοχής που δεν ρευστοποιείται και (ii) το κτίριο στρέφεται μόνον στη περίπτωση που η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει ή είναι μικρότερη από το βάθος της θεμελίωσης. Αυτή η διαφορά είναι 1m. Επειδή (α) το ακριβές βάθος θεμελίωσης δεν είναι γνωστό, (β) λόγω του σεισμού τα κτίρια υπέστησαν καθίζηση της τάξης των 0.5 και 1m αντίστοιχα (Acacio et al, 2001) που πιθανώς να οφείλεται σε συνίζηση και (γ) εκτιμάται ότι στην πρόβλεψη της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα κατά την στιγμή του σεισμού των Acacio et al (2001) υπάρχει αβεβαιότητα (αφού προφανώς η στάθμη μετρήθηκε μετά τον σεισμό), εκτιμάται ότι η αδυναμία πρόβλεψης της στροφής από το μοντέλο οφείλεται σε λάθος τιμές των παραμέτρων a_2 , h_w . Πράγματι, όταν ελήφθη $a_2=h_w=2.5\text{m}$ ή 3m, η ανάδρομη ανάλυση έδωσε $c_u=1\text{kPa}$. Η αντίστοιχη τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης ήταν της τάξης του 0.02g (δηλαδή δηλώνει στατική αστάθεια). Πρέπει δε να αναφερθεί ότι αυτή η πολύ μικρή τιμές του c_u είναι σύμφωνη με το κάτω όριο της σχέσης των Seed and Harder (1990) για τιμή του $N_1 < 8$ (Σχ. 4.3.2^α).

Τέλος, αναφέρθηκε ότι οι Acacio et al, 2001, κάνουν στατιστική ανάλυση των ζημιών που παρατηρήθηκαν. Παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων εξαρτώνται κυρίως από τα h_w , h_{c2} και a_2 . Μειώνονται με την αύξηση των λόγων h_w/a_2 και h_{c2}/a_2 . Επίσης παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις τους, δηλαδή

αυξάνεται με το ύψος τους (ή την πίεση ανά μονάδα) επιφάνειας και την μείωση του b . Αυτά συμφωνούν με παραμετρικές αναλύσεις του μοντέλου.

(γ). Περιγραφή της περίπτωσης Adapazari (Yoshida et al, 2001)

Εξετάζονται οι περιπτώσεις που η στροφή ήταν σημαντική ($>3^\circ$) και εκτιμάται ότι δεν μπορεί να ερμηνευθεί με τη διαφορική καθίζηση λόγω συνίζησης. Οι συντελεστές a_2 και b των κτιρίων δίνονται στον πίνακα 6.3.2. Σε όλες τις περιπτώσεις, $hw=a_2=1.5m$ (Yoshida et al, 2001). Γεωτρήσεις έδειξαν ότι το υπέδαφος είναι αμμώδες. Δοκιμές SPT (Yoshida et al, 2001, Gazetas, 2000) έδειξαν ότι η αντοχή του εδάφους σε μικρά βάθη είναι ελάχιστη, και αυξάνεται με το βάθος. Δυστυχώς δεν αναφέρονται δοκιμές ανά θέση. Ειδικότερα η τιμή του N είναι περίπου 5-10 στα 2m, 10-20 στα 4m και 20-50 στα 10m. Όμως, πρέπει να αναφερθεί ότι οι παραπάνω τιμές αντιστοιχούν σε μετρήσεις μετά το σεισμό, δηλαδή μετά την πιθανή πυκνοποίηση λόγω του σεισμού.

Τιμές του ειδικού βάρους των κτιρίων και του εδάφους δεν δίνονται. Η μέγιστη ασκούμενη επιτάχυνση ήταν της τάξης των 0.2g (Gazetas, 2000).

Τέλος, οι Yoshida et al (2001) κάνουν στατιστική ανάλυση των ζημιών που παρατηρήθηκαν. Παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων αυξάνεται με τη μείωση του πλάτους των κτιρίων και την αύξηση της πίεσης.

(δ). Προβλέψεις της περίπτωσης Adapazari

Θεωρήθηκε ότι $\gamma_b=3KN/m^3$ και $\gamma_u=18KN/m^3$.

Επειδή όλες οι περιπτώσεις αφορούν ρευστοποίηση, θα ασκηθεί μετρηθείς σεισμός υπό ρευστοποίηση κανονικοποιημένος στη μέγιστη επιτάχυνση που μετρήθηκε στη εξεταζόμενη περίπτωση. Ειδικότερα, θα ασκηθεί το επιταχυνσιογράφημα που μετρήθηκε στο σεισμό του του Hyogoken-Nambu στο Kobe στη νήσο Port και σε βάθος 16m, κανονικοποιημένος βάσει της παραπάνω συζήτησης σε μέγιστη επιτάχυνση 0.2g. Όμως παραμετρικές αναλύσεις έδειξαν ότι επειδή στροφή μεγαλύτερη από 2° σχετίζεται με στατική αστάθεια, η στροφή δεν επηρεάζεται σημαντικά από χαρακτηριστικά της ασκούμενης ταλάντωσης.

Ο πίνακας 6.3.2 δίνει τα αποτελέσματα των υπολογισμών. Ειδικά υπολογίστηκε με ανάδρομη ανάλυση η τιμή της αστράγγιστης αντοχής του ρευστοποιηθέντος εδάφους, c_u , που αντιστοιχεί στην στροφή του κτιρίου. Σε όλες τις περιπτώσεις η ανάλυση θεώρησε ότι κάτω από τη θεμελίωση έχουν ενιαία ρευστοποιηθείσα στρώση. Παρατηρείται ότι η ανάδρομη ανάλυση δίνει τιμή του c_u μεταξύ 1 και 7kPa. Η τιμή του c_u αυξάνεται με το ύψος του κτιρίου.

Σε αυτές τις προβλέψεις υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα κυρίως όσον αφορά το ειδικό βάρος των κτιρίων (που επηρεάζει έντονα την ευστάθεια), όσο και τις γεωτεχνικές συνθήκες ανά θέση κτιρίου. Συμπεραίνεται ότι ποσοτικές συγκρίσεις του c_u με το N_1 με τη σχέση των Seed and Harder (1990) δεν μπορούν να γίνουν.

Τέλος, αναφέρθηκε ότι οι Yoshida et al (2001) κάνουν στατιστική ανάλυση των ζημιών που παρατηρήθηκαν. Παρατηρούν ότι η στροφή των κτιρίων αυξάνεται με τη μείωση του πλάτους των κτιρίων και την αύξηση της πίεσης. Αυτό συμφωνεί με παραμετρικές αναλύσεις του μοντέλου.

Πίνακας 6.3.1. Γεωμετρικές παράμετροι των κτιρίων, και η στροφή τους (βάσει των Acacio et al, 2001)

Κτίριο No	α_1 (m)	α_2 (m)	b (m)	γb (Kn/m ³)	Hw (m)	Hc2 (m)	Στροφή (μοίρες)
3	6.30	1.0	16.48	1.43	3.0	10	2
5	11.00	1.0	14.00	3.17	1.5	9.5	1
6	9.00	1.0	19.17	2.42	1.5	9.5	2
7	16.03	1.5	11.98	2.06	3.0	10	2
10	19.15	2.4	11.90	2.28	2.5	10.5	2
11	14.18	1.8	14.00	-	3.0	10	2
12	11.30	1.6	10.00	2.42	3.0	10	2
13	7.40	1.0	5.50	1.97	3.0	10	2
15	8.00	1.0	8.50	3.07	2.0	10	11
16	16.95	3.0	8.00	2.21	3.0	10	1
17	17.10	3.5	12.00	1.92	3.0	10	1
18	13.10	2.0	5.23	2.72	3.0	10	19
21	9.80	1.0	6.98	3.01	3.0	10	1
25	8.00	1.0	10.33	0.64	4.0	11	1
1	13.80	1.0	10.80	2.58	5.0	7	-
2	10.70	1.0	14.00	2.83	5.0	7	-
4	11.00	1.8	5.56	1.4	8.0	12	-
8	9.60	1.0	15.60	1.41	5.5	8.5	-
9	11.30	1.0	6.70	1.37	5.5	8.5	-
14	8.90	1.0	12.00	2.93	8.0	12	-

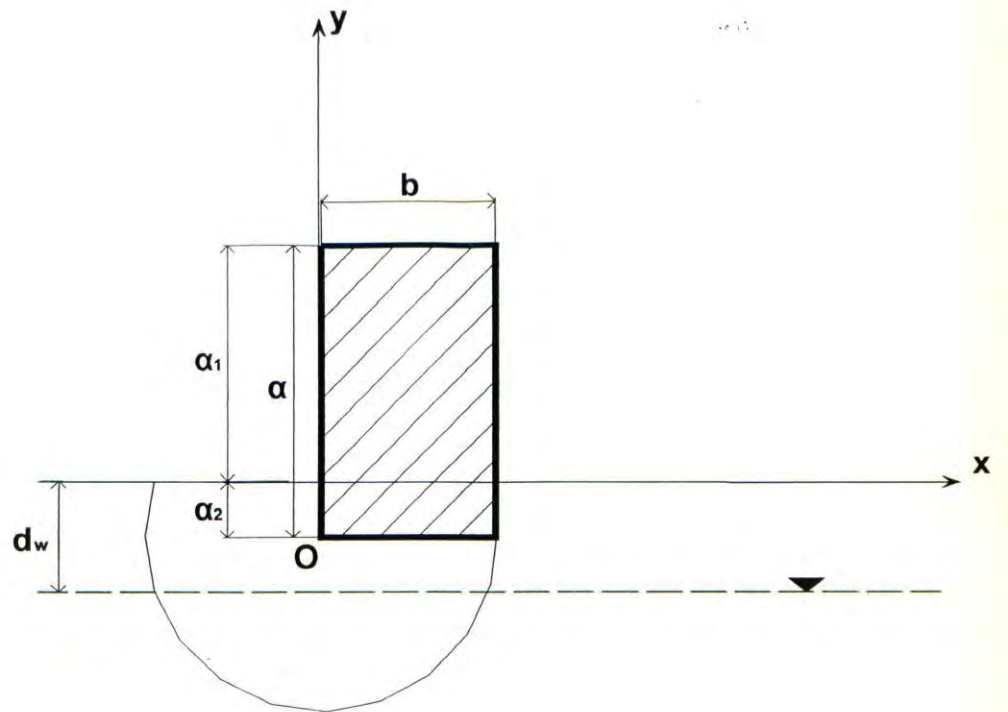
Πίνακας 6.3.2. Γεωμετρικές παράμετροι των κτιρίων, με στροφή μεγαλύτερη από 3° στο Adapazari (βάσει των Yoshida et al, 2001), και πρόβλεψη του c_u με ανάστροφη ανάλυση.

Κτίριο No	Στροφή (μοίρες)	α_1 (m)*	b (m)	c_u (kPa)
ATA- 1	3	19.2	7	7
ATA-2	3	9.6	4.5	3
ATA-7	4	6.4	6	1
ATA - 12	4	16	7	5
ATA -13	Αστοχία	12.8	7.2	5
BOS- 1	3	16	12	5
BSN- 2	5	16	12	5
BSN -5	5	12.8	12.7	4
BSN -7	3	16	12	5
BSN -10	6	16	6.7	5
CIN-1	6	16	17.5	6
CIN-3	3	9.6	12	3
EC-7	11	9.6	8	3
EC - 8	4	16	10.7	6
KAM-11	4	12.8	4.5	4
KAM -12	3	16	8	3
KAN-9	5	12.8	13	4
MEL-5	11	12.8	7.3	4
MEL -6	18	12.8	8	4

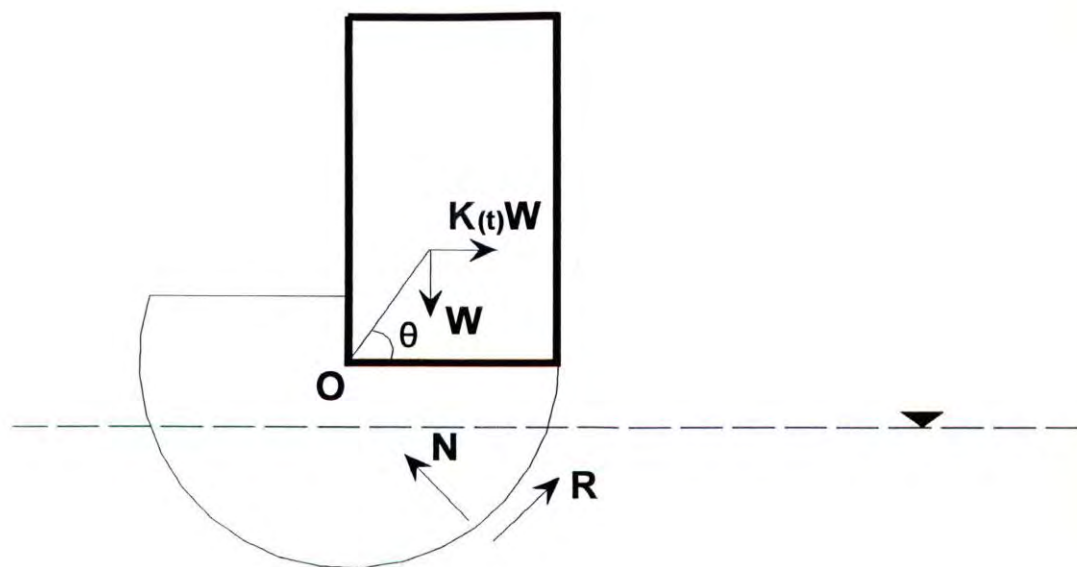
*θεωρείται ότι το ύψος κάθε ορόφου είναι 3.2m

6.3.6. Βιβλιογραφία

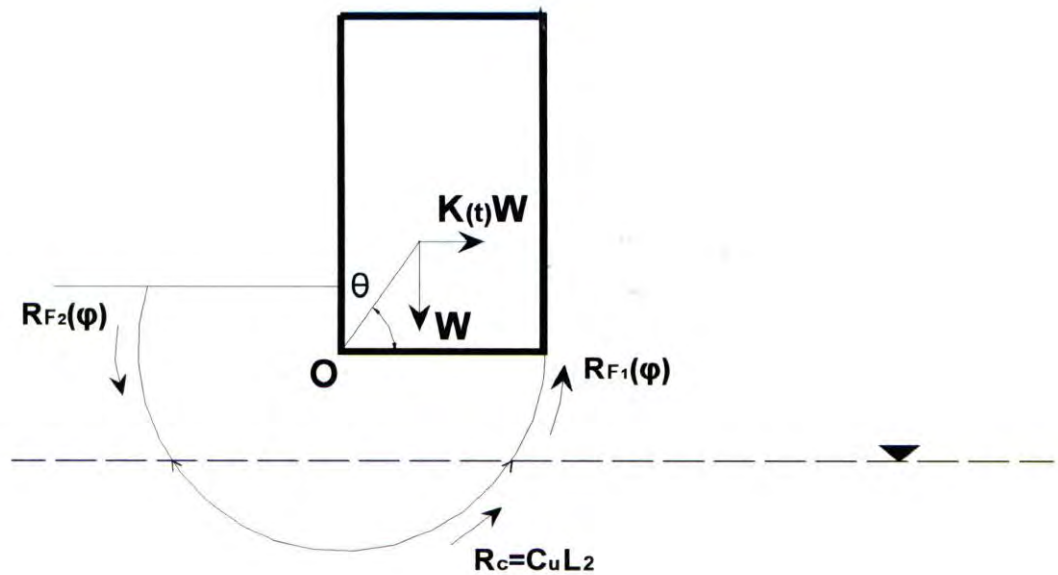
- Acacio A. A., Kobayashi Y., Towhata I., Bautista R. T, Ishihara K. "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment", Soils and Foundations, 41, 6, Dec. 2001, pages 111-128
- Gazetas G.in cooperation with Soyacikgoj J, Inanir O., David D. "A preliminary note on overturning and settlement in Adapazari during the Kocaeli 1999 earthquake, personal communication. 2000.
- Hamada M. and O'Rourke T. D. "Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, National Center for earthquake engineering research, Technical report NCEER-02-0001, State University of New York at Buffalo, USA, 1992
- Lambe T. W. and Whitman R. V., Soil mechanics, John Wiley and Sons, 1969.
- Sarma S. K. "Seismic displacement analysis of earth dams", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, GT 12, December, 1981
- Soubra A.H."Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 1, Jan. 1999, pages 59-68
- Sarma S. K. and Chlimitzas G., Final Report for the project "Seismic Ground Displacements as a tool for town planning, design and mitigation", European Commission, DG12, 2001.
- Sarma, S. K.; Iossifelis, I. S. "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings" , Geotechnique, XL, 2, June 1990, pages 265-273
- Yoshida N., Tokimatsu K., Yasuda S. Kokusho T., Okimura T., "Geotechnical aspects of damage in Adapazari city during 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", Soils and Foundations, 41, 4, August. 2001, pages 25-45



Σχ. 6.3.1. Η γεωμετρία που εξετάζεται



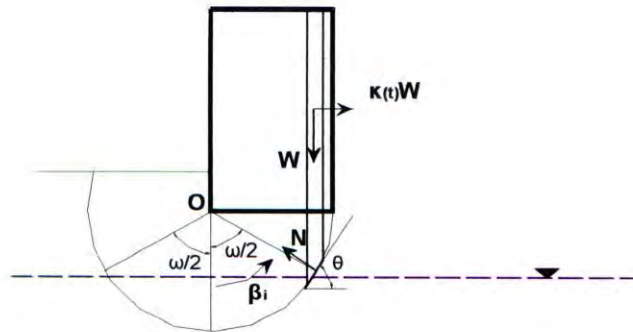
Σχ. 6.3.2. Οι ασκούμενες δυνάμεις



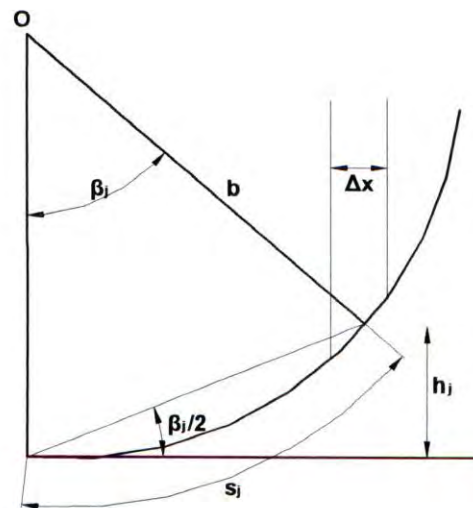
$$R = R_c + R_{F1} + R_{F2}$$

Σχ. 6.3.3. Οι δυνάμεις αντίστασης στη περίπτωση που η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι κάτω από τη βάση του κτιρίου

(α)



(β)



Σχ. 6.3.4. Οι δυνάμεις που ασκούνται στη λωρίδα i και ορισμός των S_i , h_i

6.4 Συμπεράσματα για την ακρίβεια της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και νέα μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση

6.4.0 Γενικά

Παρακάτω πρώτα θα δοθούν συμπεράσματα αναφορικά με την ακρίβεια της μεθόδου σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, και παραλλαγών της, βάσει όλων των στατιστικών αναλύσεων των αναλυτικών σχέσεων, αλλά και των προβλέψεων που αναφέρθηκαν στις ενότητες 4.4, 5.4 και το κεφάλαιο 6.

Κατόπιν θα προταθούν (α) συντελεστής μείωσης της σεισμικής μετακίνησης λόγω της μεταβολής της γεωμετρίας, (β) συντελεστής αύξησης της σεισμικής μετακίνησης λόγω της ελαστο-πλαστικής συμπεριφοράς και (γ) σχέση που δίνει την αστράγγιστη αντοχή άμμων συναρτήσει του N_1 της δοκιμής SPT. Τέλος, οι νέες σχέσεις, καθώς και άλλα αποτελέσματα της παρούσης μελέτης θα εφαρμοσθούν για τη διατύπωση νέας μεθοδολογίας υπολογισμού (α) της σεισμικής μετακίνησης λόγω αστοχίας σε διάτμηση για αντισεισμικό σχεδιασμό και (β) της σεισμικής στροφής και καθίζησης ενιαίων θεμελιώσεων σε άμμους που ρευστοποιούνται.

6.4.1 Συμπεράσματα για την ακρίβεια της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, και παραλλαγών της

Βάσει όλων των στατιστικών αναλύσεων αναλυτικών σχέσεων, αλλά και των προβλέψεων που αναφέρθηκαν στις ενότητες 4.4 και 5.4 συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία ευστάθειας πρανών και της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, ή παραλλαγών της, μπορούν να αποτελέσουν απλές μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης (i) φυσικών πρανών, (ii) φραγμάτων, (iii) ορισμένων τύπων τοίχων αντιστήριξης, (iv) επιχώματων, (v) κρηπιδοτόιχων, και (vi) θεμελιώσεων.

Αναφέρθηκε ότι η ύπαρξη εδαφικής στρώσης επηρεάζει καίρια την εδαφική ταλάντωση. Ενδεικτικά υπενθυμίζουμε ότι στην περίπτωση που αναλύθηκε στην 5.1, παρατηρείται σημαντική ενίσχυση των επιταχύνσεων, μέχρι και 400%. Οι αναλύσεις της ενότητας 5.1, αλλά και άλλες αναλύσεις που βρέθηκαν στη βιβλιογραφία και αναφέρονται στη υποενότητα 4.1.6, έδειξαν ότι ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake" όταν η μείωση του μέτρου διάτμησης και η αύξηση του συντελεστή απόσβεσης με τη παραμόρφωση να γίνεται με τις σχέσεις των Vucetic and Dobry (1991) μπορούν να εφαρμοσθούν για την εκτίμηση της σεισμικής ταλάντωσης με απλές μεθόδους. Λάθος εκτιμάται ότι θα υπάρχει όταν (α) η γεωμετρία δεν είναι περίπου μονοδιάστατη, (β) δεν αναπτύσσονται σημαντικές υπερπίεσεις πόρων και (γ) βρισκόμαστε κοντά στον συντονισμό. Εξαιρώντας τις έντονα δι-διάστατες ή τρι-διάστατες γεωμετρίες, εκτιμάται ότι η γραμμική μέθοδος υπερεκτιμά την εδαφική κίνηση, άρα είναι συντηρητική. Βάσει της 5.1.2, το λάθος στο a_{max} εκτιμάται ότι δεν θα υπερβαίνει το 30%.

Οι στατιστικές αναλύσεις των αναλυτικών λύσεων πρόβλεψης της σεισμικής μετακίνησης λόγω προσωρινής αστοχίας που αναφέρθηκαν στην ενότητα 4.4.1, αλλά και των προβλέψεων της σεισμικής μετακίνησης περιπτώσεων που υπάρχουν στη βιβλιογραφία, όπως τον τοίχο αντιστήριξης που μελετήθηκε αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi (υποενότητα 5.4.4), έδειξαν ότι η σεισμική μετακίνηση που προβλέπεται επηρεάζεται αρκετά όχι μόνον από τη μέγιστη επιτάχυνση, αλλά και από άλλα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι η αναλυτική σχέση των Ambraseys and Srbulov της 4.4.1 για διάφορα επιταχυνσιογραφήματα σεισμών και για λόγο a_c/a_{max} ίσο με 0.1, η σεισμική

μετακίνηση κυμαίνεται μεταξύ 0.6 και 23.4cm. Επίσης στον τοίχο αντιστήριξης που μελετήθηκε αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi (υποενότητα 4.4.4) χωρίς δυναμική ανάλυση, η σεισμική μετακίνηση που υπολογίσθηκε κυμαίνοτο μόλις στο 13-45% της πραγματικής, και που δεν συνέβη στα αποτελέσματα με δυναμική ανάλυση. Συμπεραίνουμε ότι η εκτέλεση δυναμικής ανάλυσης είναι επιβεβλημένη. Αυτό δε είναι σύμφωνο και με τη βιβλιογραφία (π.χ. Tika and Pitilakis, 1999, Kotta et al, 1988).

Επειδή η σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση αντιστοιχεί σε αστοχία του εδάφους, συνιστάται η κρίσιμη επιτάχυνση να αντιστοιχεί στην τελική τιμή της αντοχής (δηλαδή σε μεγάλη παραμόρφωση). Με αυτήν την τιμή της κρίσιμη επιτάχυνση, και για ασκούμενη επιτάχυνση που υπολογίσθηκε με ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake", οι προβλέψεις που αναφέρθηκαν στις ενότητες 4.4.4 και 5.4.4 έδειξαν ότι οι εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές στη πρόβλεψη. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι για τον τοίχο αντιστήριξης που μελετήθηκαν αριθμητικά από τους Lopez-Caballero ο λόγος της πρόβλεψης προς τη μέτρηση της σεισμική μετακίνηση κυμαίνοτο μεταξύ των τιμών 29083 και 0.7. Επίσης, σε διαφορετικά προβλήματα διάφορες μέθοδοι προβλέπουν τη μετακίνηση. Ενδεικτικά, αναφέρθηκε στην 4.4 ότι από τις εμπειρικές μεθόδους, για τον τοίχο αντιστήριξης που μελετήθηκε αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi η μέθοδος του Wong προέβλεψε με σχετική ακρίβεια τη σεισμική μετακίνηση. Για τον τοίχο βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimura et al βέλτιστη ήταν η μέθοδος Ambraseys and Menu (ενότητα 4.3). Για τις περιπτώσεις ολισθήσεων που μελέτησαν οι Al-Homoud and Tahtanomi, βέλτιστη ήταν η μέθοδος Nadim and Whitman (ενότητα 4.4.4).

Οι προβλέψεις που αναφέρθηκαν στις ενότητες 4.4.4 (το φράγμα που μελέτησαν οι Gazetas and Uddin) και 5.4.4 (ο τοίχος αντιστήριξης που μελέτησαν αριθμητικά οι Lopez-Caballero and Modaressi, και ο τοίχος βαρύτητας που μελετήθηκε στη δονητική τράπεζα από τους Nishimura et al) έδειξαν ότι η σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας για δεδομένη σεισμική ταλάντωση και κρίσιμη επιτάχυνση προβλέπεται με σχετικά ικανοποιητική ακρίβεια με αριθμητική ολοκλήρωση της ασκούμενης ταλάντωσης που υπολογίζεται με δυναμική ανάλυση τύπου SHAKE σε αντιπροσωπευτική θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Αυτό ερμηνεύεται από το ότι, όπως αναφέρθηκε, οι στατιστικές αναλύσεις των αναλυτικών λύσεων που υπάρχουν στη βιβλιογραφία, έδειξαν ότι (α) η σεισμική μετακίνηση που προβλέπεται επηρεάζεται αρκετά όχι μόνον από τη μέγιστη επιτάχυνση, αλλά και από άλλα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και (β) ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake" προβλέπουν με σχετική ακρίβεια την ασκούμενη ταλάντωση. Συμπεραίνουμε ότι πρέπει η σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας για δεδομένη σεισμική ταλάντωση και κρίσιμη επιτάχυνση να προβλέπεται με αριθμητική ολοκλήρωση. Αυτό δε είναι σύμφωνο και με τη βιβλιογραφία (π.χ. Tika and Pitilakis, 1999).

Λεπτομερέστερη σύγκριση με προβλέψεις αριθμητικών μεθόδων έδειξε ότι για λόγους $0 < a_c/a_{max} < 0.2$ η απλοποιημένη μέθοδος συνήθως υπερεκτιμά την μετακίνηση λόγω προσωρινής αστοχίας, επειδή (α) η επιτάχυνση και ταχύτητα της σεισμικής ταλάντωσης υπερεκτιμάται με την ελαστική δυναμική ανάλυση, και άρα είναι συντηρητική και (β) δεν λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή γεωμετρίας κατά την ολίσθηση (βλέπε ενότητες 4.4.4β, 4.4.4). Αντίθετα, σε λόγους $a_c/a_{max} > 0.2$, όπως έδειξαν τα αποτελέσματα αριθμητικών μεθόδων με ελαστο-πλαστικά μοντέλα για την απειρομήκη επιφάνεια ολίσθησης στην ενότητα 4.4.4, η μέθοδος προβλέπει μικρότερη σεισμική μετακίνηση, πιθανώς επειδή δεν λαμβάνει υπόψη την ελαστικο-πλαστική συμπεριφορά του εδάφους (βλέπε παρακάτω).

Σε πρηνή που ολισθαίνουν λόγω σεισμού η μείωση της “μέσης” κλίσης κατά τη διάρκεια της σχετικής μετακίνησης του πρηνούς είναι συχνά ο κανόνας και οφείλεται στο ότι σώματα κινούνται προς θέσεις μικρότερης δυναμικής ενέργειας. Σε αυτή τη περίπτωση η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δίνει μεγαλύτερες (δηλαδή συντηρητικές) τιμές της σεισμικής μετακίνησης. Όπως αναφέρθηκε στην 4.4.3, μοντέλα σώματος κινούμενου σε δύο ή περισσότερα κεκλιμένα επίπεδα προβλέπουν αυτή τη μείωση, κάτι που επιβεβαιώθηκε και με επιτυχή πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης τον τοίχο αντιστήριξης που μελετήθηκαν αριθμητικά από τους Lopez-Caballero and Modaressi (υποενότητα 5.4.4). Τα μοντέλα έδειξαν ότι αυτή η επίδραση δεν είναι αμελητέα όταν η σεισμική μετακίνηση είναι μεγάλη σε σχέση με το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, δηλαδή όταν $a_c/a_{max} < 0.3$, εκτός για πρηνή με μήκος μεγαλύτερο των 100m.

Τα εδάφη είναι ελαστο-πλαστικά υλικά, και όχι άκαμπτα-τέλεια-πλαστικά όπως οι παραπάνω υπολογισμοί θεώρησαν. Μετακίνηση λαμβάνει χώρα τόσο λόγω (α) αστοχίας, όσο και (β) λόγω της ελαστο-πλαστικής φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος του σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο υπολογίζει μόνον τη σεισμική μετακίνηση λόγω του (α). Συμπεραίνεται ότι η πραγματική μετακίνηση μπορεί να είναι μεγαλύτερη από αυτήν που προβλέπεται από την άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδο. Αυτό φάνηκε σε συγκρίσεις με τα αποτελέσματα αριθμητικών μεθόδων με ελαστο-πλαστικά μοντέλα για (α) τον τοίχο αντιστήριξης των Caballero-Modaressi (συνθήκες πλήρους στράγγισης) (ενότητα 4.4.4) με τιμές του OCR=1 και 2, και (β) την απειρομήκη επιφάνεια ολίσθησης υπό (i) συνθήκες πλήρους στράγγισης συναρτήσει του ϕ για OCR=1, και (ii) αστράγγιστες συνθήκες συναρτήσει του c_u για OCR=1, 2 (ενότητα 4.3.4β). Επίσης, αυτό φαίνεται στο σχήμα 4.4.10, όπου η μετακίνηση που προβλέπει η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος είναι μικρότερη από την επιτόπου σεισμική μετακίνηση που έχει μετρηθεί στο πεδίο σε διάφορες ολισθήσεις, συμπεριλαμβανομένης και της ολίσθησης Andretta λόγω του σεισμού της Irpinia.

Οι αναλύσεις των ενοτήτων 4.4.4, 5.4.4 και 6.2.4 έδειξαν ότι πολύ μεγάλη μετακίνηση ($>3m$) σχετίζεται με εκτεταμένη μείωση της αντοχής του εδάφους λόγω του σεισμού π.χ. εξ' αιτίας ρευστοποίησης. Αυτές οι αναλύσεις έδειξαν επίσης ότι σε αυτή τη περίπτωση για τη πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης, (α) μεταβολές της γεωμετρίας του πρηνούς επηρεάζουν καίρια τα αποτελέσματα και πρέπει να ληφθούν υπόψη, ενώ (β) επειδή η σεισμική μετακίνηση σχετίζεται με στατική αστάθεια, η ασκούμενη σεισμική ταλάντωση δεν επηρεάζει καίρια τα αποτελέσματα. Οι αναλύσεις έδειξαν επίσης ότι η προσομοίωση σώματος σε δύο κεκλιμένο επίπεδα μπορεί να υπολογίσει με σχετικά ακρίβεια τη σεισμική μετακίνηση υπό τη προϋπόθεση ότι η γεωμετρία της ολίσθησης είναι σχετικά απλή. Σε αυτή τη περίπτωση η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους είναι η κρίσιμη παράμετρος για τη σωστή πρόβλεψη, ενώ η σεισμική ταλάντωση δεν επηρεάζει καίρια τη μετακίνηση.

6.4.2 Συντελεστής μείωσης της σεισμικής μετακίνησης λόγω της μεταβολής της γεωμετρίας

Στην προηγούμενη υποενότητα αναφέρθηκε ότι σε πρηνή που ολισθαίνουν λόγω σεισμού η μείωση της “μέσης” κλίσης κατά τη διάρκεια της σχετικής μετακίνησης του πρηνούς είναι συχνά ο κανόνας και οφείλεται στο ότι σώματα κινούνται προς θέσεις μικρότερης δυναμικής ενέργειας. Σε αυτή τη περίπτωση η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δίνει μεγαλύτερες (δηλαδή συντηρητικές) τιμές της σεισμικής μετακίνησης.

Όπως αναφέρθηκε στην 4.4.3, ο Σταματόπουλος (1996) εξέτασε την περίπτωση αλυσίδας που ολισθαίνει σε επιφάνεια με διαρκώς μειούμενη κλίση. Παραμετρικές αναλύσεις ορισμένων πρηνών έδειξαν ότι η επίδραση (α) έχει νόημα όταν υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° και η (β) αλλάζει σημαντικά τη σεισμική μετακίνηση όταν η σεισμική μετακίνηση είναι σημαντική εν σχέσει με το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, ή σε πρηνή με μήκος μικρότερο των 100m για $a_c/a_{max} < 0.3$. Το Σχ. 4.4.4 έδωσε μειωτικούς συντελεστές που προτείνονται για τη περιγραφή του φαινομένου.

Αυτοί οι μειωτικοί συντελεστές μπορούν να συγκριθούν με μελέτες άλλων γεωμετριών με διαφορετικά μοντέλα. Ειδικότερα, μελετήθηκε τυπική γεωμετρία ολίσθησης φράγματος ή επιχώματος με το μοντέλο σώματος σε δύο κεκλιμένα επίπεδα που αναφέρθηκε στην ενότητα 4.4.4. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δόθηκαν στα Σχ. 4.4.6.

Επίσης μελετήθηκαν παραμετρικά οι μειωτικοί συντελεστές για τη σεισμική μετακίνηση τοίχου βαρύτητας με το μοντέλο των Stamatopoulos and Velgaki (2001). Οι αναλύσεις (Σχ. 4.4.8) έδειξαν ότι η επίδραση δεν είναι σημαντική όταν $a_c/a_{max} > 0.3$, ενώ αυξάνεται με τη μείωση του λόγου a_c/a_{max} και τη μείωση του ύψους του τοίχου.

Τέλος μελετήθηκε ο τοίχος αντιστήριξης των Modaressi and Caballero με το μοντέλο των Stamatopoulos-Velgaki (ενότητα 4.4.4). Από τα αποτελέσματα των πινάκων 4.4.3 και 4.4.4, ο πίνακας 6.4.1 δίνει τους μειωτικούς συντελεστές του προβλήματος του τοίχου αντιστήριξης των Modaressi and Caballero για διάφορους λόγους a_c/a_{max} .

Παρατηρείται εντυπωσιακή ομοιότητα μεταξύ των τεσσάρων διαφορετικών περιπτώσεων:

- Για τοίχο βαρύτητας ύψους περίπου 8m, όπου η επιφάνεια ολίσθησης είναι περίπου 20m, για λόγο $a_c/a_{max}=0.1$, παρόμοια με τις σχέσεις του Σταματόπουλου (1996) για πρηνή, ο μειωτικός συντελεστής λαμβάνει την τιμή του 0.8, ανεξάρτητα από τον σεισμό. Μεταβολή του ύψους του τοίχου στα 3m (δηλαδή της επιφάνειας ολίσθησης στα 10m μεταβάλλει τον αντίστοιχο συντελεστή στο 0.5.
- Για τοίχο βαρύτητας ύψους περίπου 8m, όπου η επιφάνεια ολίσθησης είναι περίπου 20m, για λόγο $a_c/a_{max}=0.03$, παρόμοια με τις σχέσεις του Σταματόπουλου (1996) για πρηνή, και για τον σεισμό του Gazli, ο μειωτικός συντελεστής λαμβάνει την τιμή του 0.5.
- Για πρηνές με επιφάνεια ολίσθησης αποτελούμενη από 2 ευθύγραμμα τμήματα, και για επιφάνεια ολίσθησης μήκους 30m, για λόγο $a_c/a_{max}=0.1$, παρόμοια με τις σχέσεις του Σταματόπουλου (1996), ο μειωτικός συντελεστής λαμβάνει την τιμή του 0.8, ανεξάρτητα από τον σεισμό. Μεταβολή του μήκους της επιφάνειας ολίσθησης στα 80m και 20m μεταβάλλει τον αντίστοιχο συντελεστή στο 0.9 και 0.7 αντίστοιχα.

Βάσει των παραπάνω, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό προτείνεται στη περίπτωση που (α) υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° και (β) στη βάση της πιθανής ολίσθησης υπάρχει χώρος ώστε το πρηνές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, να χρησιμοποιούνται οι μειωτικοί συντελεστές συναρτήσει της επιφάνειας ολίσθησης και του λόγου a_c/a_{max} του Σχ. 4.4.4. Προτείνεται να χρησιμοποιηθούν οι συντελεστές μείωσης αντιστοιχούν στον σεισμό του Gazli, επειδή είναι οι συντηρητικότεροι. Σε αυτή τη περίπτωση, αυτοί οι συντελεστές να χρησιμοποιούνται για τη μείωση της σεισμικής μετακίνησης που προβλέπεται με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο. Στη περίπτωση που στη βάση της πιθανής ολίσθησης δεν υπάρχει χώρος ώστε το πρηνές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, οι μειωτικοί συντελεστές να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

Πίνακας 6.4.1. Μειωτικοί συντελεστές για τον τοίχο αντιστήριξης των Modaressi and Caballero με το μοντέλο των Stamatopoulos-Velgaki

a_c (g)	a_{m-rock} (g)	a_{max} (g)	u_l (m)	u_{ll} (m)	a_c/a_{max}	u_l/u_{ll}
Περίπτωση 1						
0.02	0.11	0.15	16.00	21.00	0.11	0.76
0.02	0.28	0.45	37.00	58.00	0.04	0.64
0.02	0.28*	0.54	115.00	245.00	0.03	0.47
0.02	0.33	0.51	42.00	68.00	0.03	0.62
0.02	0.39	0.58	49.00	80.00	0.03	0.61
0.02	0.56	0.73	71.00	116.00	0.02	0.61
Περίπτωση 3						
0.04	0.28	0.29	19.00	22.00	0.15	0.86
0.04	0.39	0.46	27.00	33.00	0.10	0.82

* Ο σεισμός της Καλαμάτας, ειδάλλως ο σεισμός Irpinia

I: Υπολογισθέν με τη μέθοδο των Stamatopoulos and Velgaki

II: Υπολογισθέν με την ίδια μέθοδο, αλλά εάν δεν λαμβάνεται υπ' όψιν η μεταβολή της γεωμετρίας

6.4.3 Συντελεστής αύξησης της σεισμικής μετακίνησης λόγω της ελαστο-πλαστικής συμπεριφοράς

Όπως αναφέρθηκε και στην 6.4.1, τα εδάφη δεν συμπεριφέρονται σε επιφάνεια ολίσθησης άκαμπτα-τέλεια-πλαστικά, όπως η προσομοίωση που εφαρμόζεται θεωρεί, αλλά ελαστο-πλαστικά. Η ελαστο-πλαστική συμπεριφορά προκαλεί μετακίνηση λόγω (α) αστοχίας και (β) της ελαστο-πλαστικής φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος του σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο υπολογίζει μόνον τη σεισμική μετακίνηση λόγω του (α). Συμπεραίνεται ότι η διαφορά της πρόβλεψης των δύο μεθόδων αντιστοιχεί, προσεγγιστικά, στο (β).

Για τη μελέτη της διαφοράς της πρόβλεψης των δύο μεθόδων, συλλέχθηκαν οι περιπτώσεις που έχει γίνει πρόβλεψη τόσο με ελαστο-πλαστική ανάλυση, όσο και με την άκαμπτη-τέλεια-πλαστική. Τα αποτελέσματα που βρέθηκαν αφορούν (α) τον τοίχο αντιστήριξης των Caballero-Modaressi (συνθήκες πλήρους στράγγισης) της ενότητας 4.4.4 με τιμές του OCR=1 και 2, και (β) την απειρομήκη επιφάνεια ολίσθησης υπό (i) συνθήκες πλήρους στράγγισης συναρτήσεως του ϕ για OCR=1, και (ii) αστράγγιστες συνθήκες συναρτήσεως του c_u για OCR=1, 2 της ενότητας 4.3.4β.

Συγκρίσεις αποτελεσμάτων δίνονται στους πίνακες 4.4.3 και 4.4.3. Αυτές οι συγκρίσεις δείχνουν ότι ο λόγος των προβλέψεων της ελαστο-πλαστικής και άκαμπτης-τέλεια-πλαστικής ανάλυσης κυμαίνεται σε μεγάλα όρια, και απειρίζεται όταν ο λόγος a_c/a_{max} τείνει στη μονάδα. Όμως, η διαφορά των προβλέψεων κυμαίνεται σε λογικά όρια. Σε συνθήκες πλήρους στράγγισης η διαφορά είναι περίπου σταθερή με μέγιστη τιμή τα 18cm μέχρι λόγους $a_c/a_{max}=0.6$, ενώ για μεγαλύτερους λόγους μειώνεται. Υπό αστράγγιστες συνθήκες η διαφορά δεν ξεπερνά τα 5 cm σε όλες τις περιπτώσεις. Όπως δε φαίνεται στο σχήμα 4.4.10, πρόσθεση αυτής της μετακίνησης στη μετακίνηση που προβλέπει η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος προβλέπει την επιτόπου σεισμική μετακίνηση που έχει μετρηθεί στο πεδίο σε διάφορες ολισθήσεις, συμπεριλαμβανομένης και της ολίσθησης Andretta λόγω του σεισμού της Irpinia.

Βάσει των παραπάνω, προτείνεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό να αυξάνεται η πρόβλεψη της άκαμπτης-τέλεια-πλαστικής μεθόδου κατά 18cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μικρότερος από 0.6 και κατά 10cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μεγαλύτερος από 0.6 και μικρότερος της μονάδας.

6.4.4 Σχέση που δίνει την αστράγγιστη αντοχή άμμων συναρτήσει του N_1

Αναφέρθηκε ότι (α) στη περίπτωση ρευστοποίησης η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους, c_u , είναι η κρίσιμη παράμετρος για τη σωστή πρόβλεψη, ενώ η πρόβλεψη δεν εξαρτάται καίρια από την ασκούμενη ταλάντωση και (β) στη βιβλιογραφία έχει προταθεί από τους Seed and Harder (1990) σχέση που σχετίζει το c_u με N_1 της δοκιμής SPT και από τον Ishihara (1993) σχέση που σχετίζει το λόγο c_u/σ' με το N_1 .

Η σχέση των Seed and Harder (1990) και Ishihara (1993) έχουν βασιστεί σε ανάλυση ευστάθειας στην αρχική και τελική γεωμετρία της ολίσθησης, θεωρώντας συντελεστή ασφαλείας ίσο με τη μονάδα. Δίνουν εύρος τιμών του c_u και c_u/σ' συναρτήσει του N_1 . Όμως το πρόσφατο μοντέλο σώματος κινούμενο σε δύο επίπεδα των Stamatopoulos et al που αναφέρθηκε στην ενότητα 4.4.3, καθώς και η επέκτασή του στο παρόν κεφάλαιο επιτρέπουν καλύτερη μελέτη των παλαιών ολισθήσεων, μιας και προσομοιώνουν την δυναμική της ολίσθησης.

Ο πίνακας 6.4.2 δίνει την τιμή του N_1 και των C_u και C_u/σ' που υπολογίστηκαν από όλες τις ανάδρομες αναλύσεις των ενοτήτων 4.4.4, 5.4.4 και 6.2.4. Η μέση τάση στην επιφάνεια ολίσθησης, σ' , υπολογίστηκε σύμφωνα με τους Olson et al (2000) ως

$$\sigma' = \sum (l_i \sigma'_i) / \sum l_i$$

όπου l_i είναι το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης με ασκούμενη κατακόρυφη τάση ίση με σ_i .

Στη παρούσα εργασία μελετήθηκε επιπροσθέτως η σεισμική στροφή κτιρίων στο Dagupan και Adapazari. Όμως, επειδή σε αυτές τις περιπτώσεις υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα κυρίως όσον αφορά το ειδικό βάρος των κτιρίων (περίπτωση Adapazari) και των γεωτεχνικών συνθηκών ανά θέση κτιρίου (και στις δύο περιπτώσεις), ποσοτικές συγκρίσεις του c_u με το N_1 γι' αυτές τις περιπτώσεις δεν εξετάζονται.

Τα Σχ. 6.4.1 και 6.4.2 σχετίζουν το c_u του εδάφους και τον λόγο c_u/σ' αντίστοιχα, με τον συντελεστή N_1 της δοκιμής SPT. Όσον αφορά το Σχ. 6.4.1, παρατηρείται αύξηση του c_u με το N_1 . Ο συντελεστής συσχέτισης είναι μικρός. Όμως, σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται ότι η τιμή είναι μεγαλύτερη από το κάτω όριο Seed and Harder (1990). Όσον αφορά το Σχ. 6.4.2, παρατηρείται ότι στη συσχέτιση του λόγου c_u/σ' με το N_1 υπάρχει μεγαλύτερη απόκλιση των αποτελεσμάτων σε σχέση με τη συσχέτιση του c_u με το N_1 . Πάντως, σε όλες τις περιπτώσεις η τιμή της αντοχής είναι μεγαλύτερη από το κάτω όριο του Ishihara (1993).

Βάσει όλων των παραπάνω, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, προτείνεται συντηρητικά να χρησιμοποιείται το κάτω όριο της σχέσης των Seed and Harder (1990).

Πίνακας 6.4.2. Η τιμή του N_1 και των Cu και Cu/σ'_v που υπολογίστηκαν από τις ανάδρομες αναλύσεις ανά περίπτωση

Περίπτωση	N_1	Cu (kPa)	σ'_v (kPa)	Cu/σ'_v
Φράγμα Marquesa κατάντι	9	8	48	0.17
Φράγμα La Palma ανάντι	4	10	38	0.26
Κατολίσθηση Chonan	5	9	88	0.10
Επίχωμα ποταμού Kushiro	5	4	54	0.07
Επίχωμα γέφυρας Ρύμνιο	14	14	87	0.16
Μώλος του King Harbor	6	11	43	0.26
Κρηπιδότοιχος Νήσου Rokko	10	20	115	0.17
Φράγμα Marquesa ανάντι	4	8	51	0.16
Φράγμα Lower San Fernando	13	24	187	0.13

6.4.5 Προτεινόμενη μεθοδολογία υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης για αντισεισμικό σχεδιασμό

(α). Γενικά

Από τα κεφάλαια 4 και 5, και τις ενότητες 6.4.1 ως 6.4.4, συμπεραίνεται ότι η μεθοδολογία της προσομοίωσης σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο, ή παραλλαγών της, μπορούν να αποτελέσουν απλές μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης (i) φυσικών πρανών, (ii) φραγμάτων, (iii) ορισμένων τύπων τοίχων αντιστήριξης, (iv) επιχώματων, (v) κρηπιδότοιχων, και (vi) θεμελιώσεων. Διαφορετική μεθοδολογία πρέπει να χρησιμοποιηθεί για (α) φυσικά πρανή, φράγματα, τοίχους αντιστήριξης, επιχώματα και κρηπιδότοιχους και (β) ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται που δίνονται παρακάτω.

(β) Φυσικά πρανή, φράγματα, τοίχοι αντιστήριξης, επιχώματα και κρηπιδότοιχοι

Για τον ακριβή προσδιορισμό της σεισμικής μετακίνησης για αντισεισμικό σχεδιασμό είναι απαραίτητα τα παρακάτω στάδια: (Α) Υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης, (Β) Υπολογισμός δυναμικής ταλάντωσης με ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις, και (Γ) Υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης με τη μεθοδολογία που αναφέρεται παρακάτω.

- Υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης

Στη γενική περίπτωση οποιασδήποτε μάζας m που θεωρείται ως απαραμόρφωτη μέχρι μία τάση και τέλεια πλαστική υπάρχει κάποια τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης, που συμβολίζεται ως a_c και λέγεται κρίσιμη (οριζόντια) επιτάχυνση για την οποία επικρατεί οριακή ισορροπία. Για τον υπολογισμό της κρίσιμης επιτάχυνσης για αντοχή συνιστάται να λαμβάνεται πάντα η τελική τιμή της, σε μεγάλη παραμόρφωση. Σε ξηρό έδαφος, καθώς και κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα σε χάλικες να λαμβάνεται η αντοχή σε συνθήκες πλήρους στράγγισης. Σε κορεσμένους αργίλους και σε άμμους κάτω από του υδροφόρο ορίζοντα να υπολογίζεται η κρίσιμη επιτάχυνση τόσο σε συνθήκες πλήρους στράγγισης, όσο και με συνοχή ίση με την αστράγγιστη αντοχή του εδάφους και γωνία τριβής ίση με το μηδέν. Ως τιμή δε της κρίσιμης επιτάχυνσης να λαμβάνεται η μικρότερη των δύο τιμών. Η αντοχή του ρευστοποιημένου εδάφους μπορεί να εκτιμηθεί είτε εργαστηριακά, είτε συναρτήσει του N της δοκιμής SPT, σύμφωνα με το κάτω όριο του Σχ 4.3.2α. Για αργίλους η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους συνιστάται να υπολογίζεται με εργαστηριακές δοκιμές στην αναμενόμενη ταχύτητα διάτμησης του σεισμού.

Το ειδικό βάρος του εδάφους πρέπει να λαμβάνεται με τιμή ανάλογη με τη θέση του υδροφόρου ορίζοντα ακριβώς πριν τον σεισμό.

Η εύρεση της κρίσιμης επιτάχυνσης, μπορεί να γίνει με προγράμματα ευστάθειας πρηνών. Σε περίπτωση που το πρόγραμμα υπολογίζει μόνον το συντελεστή ασφαλείας και έχει την δυνατότητα άσκησης οριζόντιας δύναμης (π.χ. λόγω σεισμού), η κρίσιμη επιτάχυνση μπορεί να υπολογισθεί ως ο συντελεστής οριζόντιας αδρανειακής δύναμης που δίνει συντελεστή ασφαλείας ίσο με την μονάδα.

Στη περίπτωση ειδικών γεωμετριών όπως τοίχων βαρύτητας, λύσεις που δίνουν τη κρίσιμη επιτάχυνση έχουν προταθεί (π.χ. Stamatopoulos and Velgaki, 2001).

- Υπολογισμός δυναμικής ταλάντωσης με ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις

Η εκτέλεση δυναμικής ανάλυσης είναι επιβεβλημένη. Συνιστώνται ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake" (Schnabel et al, 1972). Η μείωση του μέτρου διάτμησης και η αύξηση του συντελεστή απόσβεσης με τη παραμόρφωση να γίνεται με τις σχέσεις των Vucetic and Dobry (1991).

Οι κρίσιμες παράμετροι γι' αυτές τις αναλύσεις είναι (α) το βάθος της εδαφικής στρώσης, (β) το μέτρο διάτμησης σε μικρή παραμόρφωση και ο τύπος του εδάφους με το βάθος. Για την εύρεση του βάθους της εδαφικής στρώσης και του τύπου του εδάφους με το βάθος χρειάζονται γεωτρήσεις. Το μέτρο διάτμησης σε μικρή παραμόρφωση μπορεί να βρεθεί με γεωφυσικές μεθόδους ή συναρτήσει του N της δοκιμής του SPT. Οι γεωτρήσεις προτείνεται να έχουν βάθος μέχρι να συναντηθεί ο υποκείμενος βράχος, ή κατ' ελάχιστον 25m.

Στο βραχώδες υπόβαθρο συνιστάται να ασκείται ταλάντωση που έχει μετρηθεί ή είναι ενδεικτική της περιοχής, κανονικοποιημένο στη μέγιστη επιτάχυνση κατά ΕΑΚ. Η ασκούμενη ταλάντωση να υπολογίζεται σε αντιπροσωπευτική θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Σε περιπτώσεις έντονου διδιάστατου αναγλύφου, να χρησιμοποιούνται συντελεστές αύξησης της επιτάχυνσης, όπως δίνονται π.χ. στον Ευρωκώδικα (European Prestandard, 1994).

- Υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης

Ο υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης έχει πρακτικό ενδιαφέρον μόνον στην περίπτωση που $a_c > 0$. Στη περίπτωση που $a_c < 0$ έχουμε στατική αστάθεια που σχετίζεται με εκτεταμένης μείωσης της αντοχής του εδάφους λόγω του σεισμού π.χ. εξ' αιτίας ρευστοποίησης. Σε αυτή τη περίπτωση η σεισμική μετακίνηση είναι υπερβολικά μεγάλη. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι όταν $a_c = 0$ οι εμπειρικές σχέσεις που αναφέρθηκαν στην ενότητα 4.4 απειρίζονται. Επιπροσθέτως, αριθμητική ολοκλήρωση των σεισμών έδειξε ότι για τους σεισμούς San-Fernando, El-Centro, Kalamata, Gazli για λόγο $a_c/a_{max} < 0.01$, $u > 2, 8, 4$ και 3m αντίστοιχα. Συμπεραίνεται ότι πρόβλεψη της μετακίνησης όταν $a_c < 0$ δεν έχει πρακτική σημασία, μιας και είμαστε σε περιοχή που αντισεισμικός σχεδιασμός δεν είναι εφικτός.

Στη περίπτωση που $a_c > 0$, συνιστάται η σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας για δεδομένη σεισμική ταλάντωση και κρίσιμη επιτάχυνση να γίνεται με αριθμητική ολοκλήρωση της (4.4.6). Οι εμπειρικές σχέσεις συνιστάται να χρησιμοποιούνται μόνον ως πρώτες εκτιμήσεις της σεισμικής μετακίνησης. Συνιστάται να χρησιμοποιείται η μέθοδος των Ambraseys and Menu (πίνακας 4.4.1). Ο λόγος είναι ότι η μέθοδος βασίζεται σε μεγάλη βάση δεδομένων επιταχυνσιογραφημάτων.

Τα εδάφη είναι ελαστο-πλαστικά υλικά, και όχι άκαμπτα-τέλεια-πλαστικά όπως οι παραπάνω υπολογισμοί θεώρησαν. Η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος του σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δεν υπολογίζει τη σεισμική μετακίνηση λόγω της ελαστο-πλαστικής φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης του εδάφους. Προτείνεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό να αυξάνεται η πρόβλεψη της άκαμπτης-

τέλεια-πλαστικής μεθόδου κατά 18cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μικρότερος από 0.6 και κατά 10cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μεγαλύτερος από 0.6 και μικρότερος της μονάδας.

Σε πρανή που ολισθαίνουν λόγω σεισμού η μείωση της “μέσης” κλίσης κατά τη διάρκεια της σχετικής μετακίνησης του πρανού είναι συχνά ο κανόνας και οφείλεται στο ότι σώματα κινούνται προς θέσεις μικρότερης δυναμικής ενέργειας. Σε αυτή τη περίπτωση η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δίδει μεγαλύτερες (δηλαδή συντηρητικές) τιμές της σεισμικής μετακίνησης. Προτείνεται στη περίπτωση που (α) υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° και (β) στη βάση της πιθανής ολίσθησης υπάρχει χώρος ώστε το πρανές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, να χρησιμοποιούνται οι μειωτικοί συντελεστές του σεισμού του Gazli συναρτήσει της επιφάνειας ολίσθησης και του λόγου a_c/a_{max} του Σχ. 4.4.4. Στη περίπτωση που στη βάση της πιθανής ολίσθησης δεν υπάρχει χώρος ώστε το πρανές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, οι μειωτικοί συντελεστές να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

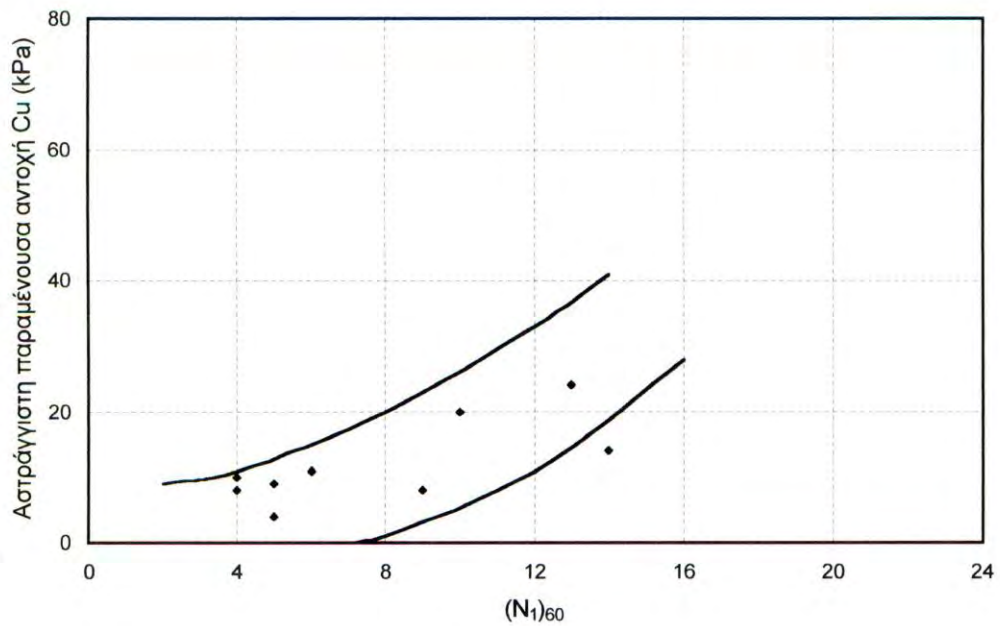
(γ) Ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται.

Στις ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται για αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να υπολογισθεί (α) η καθίζηση και (β) η στροφή τους και να συγκριθεί με την επιτρεπόμενη. Συνιστάται να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των Acacio et al (2001). που αναφέρθηκε στην 4.4.4 για την εκτίμηση της καθίζησης, και η μέθοδος που περιγράφηκε στην 6.3.4 για τη πρόβλεψη της στροφής των ενιαίων θεμελιώσεων σε άμμους που ρευστοποιούνται λόγω του σεισμού. Επειδή η καθίζηση και στροφή εξαρτώνται καίρια από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, συνιστάται να λαμβάνεται συντηρητικά στάθμη 1m υψηλότερα από τη μέγιστη αναμενόμενη. Η αντοχή του ρευστοποιηθέντος εδάφους και η σεισμική κίνηση να υπολογίζεται με τη μεθοδολογία που δόθηκε στην 6.4.4.

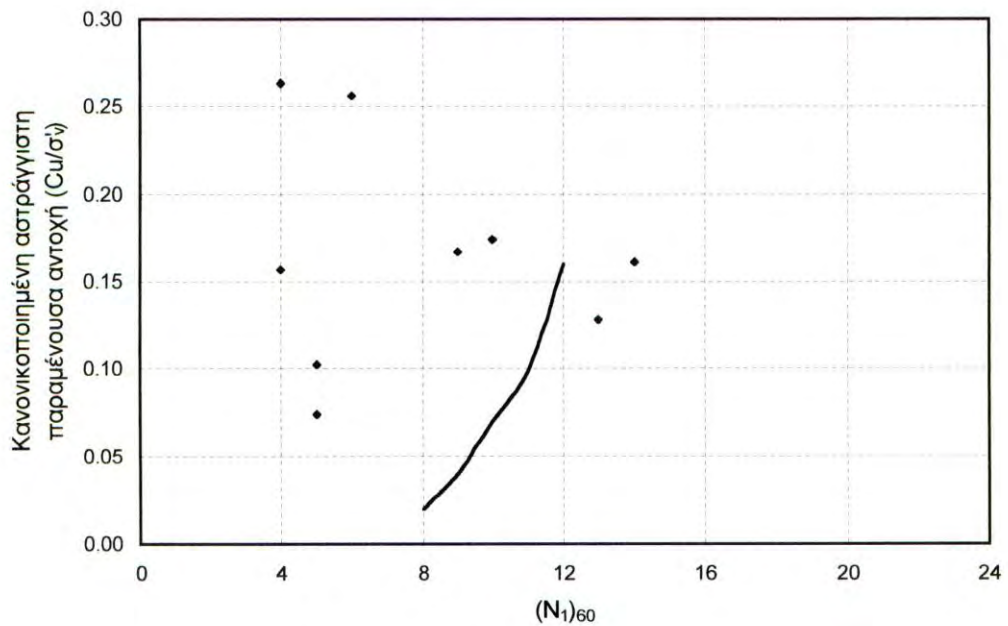
6.4.5. Βιβλιογραφία

- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”, Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Acacio A. A., Kobayashi Y., Towhata I., Bautista R. T, Ishihara K. "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment", Soils and Foundations, 41, 6, Dec. 2001, pages 111-128
- European Prestandard “Eurocode 8 - Design provisions of earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, 1994.
- Kotta N., Tsamis V., Gazetas G.: “Seismic Failure of Kalamata Harbour Quaywall”, Proceedings: First Hellenic Conference on Geotechnical Engineering, 1988, Vol II, pp 117-122.
- Olson S. M, Stark T. D., Walton W. H., Castro G “1907 static liquefaction flow failure of the Noth Dike of Wachusett Dam”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 126, No. 12, 2000.
- Stamatopoulos C. A. and Velgaki E. G. (2001), “Critical acceleration and seismic displacement of vertical gravity walls by a two body model”, Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31.
- Vucetic M. And Dobry R. “Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 117 (1). 1991.

- Tika T.E., Pitilakis K.D (1999) "Liquefaction-induced failure of a bridge embankment", Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Lisbon, pp. 579-584.



(α)



(β)

Σχ. 6.4.1. Η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους C_u που υπολογίσθηκε από όλες τις ανάδρομες αναλύσεις συναρτήσει του συντελεστή N_1 της δοκιμής SPT , και σύγκριση με τις σχέσεις των Seed and Harder (α) και Ishihara (β)

7. Βελτιωμένες μέθοδοι πρόβλεψης της συνίζησης λόγω σεισμού

7.0 Εισαγωγή

Αναφέρθηκε στην 4.2 ότι οι προβλέψεις της δυναμικής συνίζησης σε κορεσμένα εδάφη γίνονται τόσο με την μέθοδο Tokimatsu-Seed, όσο και με την μέθοδο Ishihara and Yoshimine. Στα ξηρά εδάφη, όπως αναφέρθηκε στην 4.2, οι προβλέψεις της δυναμικής συνίζησης γίνονται με την μέθοδο Tokimatsu-Seed.

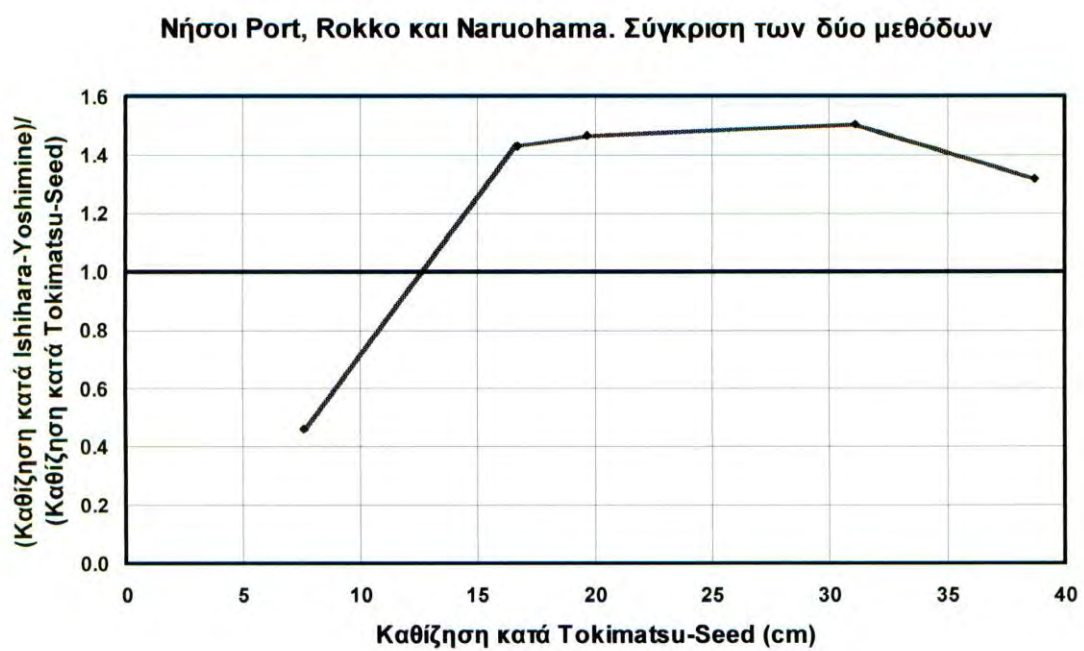
Στο παρόν κεφάλαιο (α) γίνεται σύγκριση των υπάρχουσών μεθόδων πρόβλεψης της συνίζησης λόγω σεισμού με επιτόπου μετρήσεις, (β) δίνονται αποτελέσματα νέων εργαστηριακών δοκιμών σε Ελληνικό έδαφος για τη πρόσθετη επιβεβαίωση της ορθότητας αυτών το σχέσεων και (γ) βάσει των (α) και (β) προτείνονται μέθοδοι πρόβλεψης της συνίζησης λόγω σεισμού για αντισεισμικό σχεδιασμό.

7.1 Υπάρχουσες μέθοδοι και σύγκριση τους με επιτόπου μετρήσεις

Όσον αφορά τα κορεσμένα εδάφη, σύγκριση της μετρηθείσας με την υπολογισθείσα με τις μεθόδους Tokimatsu-Seed και Ishihara and Yoshimine συνίζηση (α) στις περιπτώσεις που συλλέχθηκαν στη βιβλιογραφία (ενότητα 4.2.2) και (β) στις περιπτώσεις που προβλέφθηκαν στην παρούσα έρευνα (ενότητα 4.2.3) δίνει ότι ο λόγος της υπολογισθείσας προς τη μετρηθείσα συνίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.5 και 1.5. Οι προβλέψεις κρίνονται ικανοποιητικές.

Το Σχ. 7.1.1 συγκρίνει τη υπολογισθείσα συνίζηση με τη μέθοδο του Ishihara, σε σχέση με τη μέθοδο των Tokimatsu and Seed, σε ορισμένες περιπτώσεις πεδίου με κορεσμένες στρώσεις. Παρατηρείται ότι (α) ο λόγος των δύο προβλέψεων κυμαίνεται μεταξύ 0.5 και 1.5 και (β) η μέθοδος του Ishihara and Yoshimine προβλέπει μικρότερη καθίζηση για καθίζηση μικρότερη από περίπου 0.13m, και μεγαλύτερη για καθίζηση μεγαλύτερη από περίπου 0.13m.

Όσον αφορά τα ξηρά εδάφη, όπως αναφέρθηκε στην 4.2.2, υπάρχουν προβλέψεις με τη μέθοδο Tokimatsu-Seed που συμφωνούν με επιτόπου μετρήσεις. Ο λόγος της υπολογισθείσας προς τη μετρηθείσα συνίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1.1 και 0.5.



Σχ. 7.1.1. Σύγκριση της υπολογισθείσας συνίζησης με τη μέθοδο του Ishihara and Yoshimine, σε σχέση με τη μέθοδο των Tokimatsu and Seed για ορισμένες περιπτώσεις πεδίου

7.2 Εργαστηριακές δοκιμές

7.2.1 Σκοπός

(α). Κορεσμένα εδάφη

Σε κορεσμένα εδάφη οι μέθοδοι Tokimatsu-Seed και Ishihara and Yoshimine συσχετίζουν την ογκομετρική παραμόρφωση με (α) τη πυκνότητα της άμμου και την κυκλική τάση, ή/και (β) τον συντελεστή ασφαλείας για ρευστοποίηση, $FS_{\text{ρευστ}}$ (Σχ. 4.2.3 και 4.2.4). Αυτές οι σχέσεις μπορούν να επιβεβαιωθούν με εργαστηριακές δοκιμές. Ειδικότερα, θα εκτελεσθεί σειρά εργαστηριακών δοκιμών απλής διάτμησης και ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε Ελληνική άμμο με διαφορετικές πυκνότητες. Σε αυτές τις δοκιμές θα ασκηθεί ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό συνθήκες σταθερού όγκου μέχρι τη ρευστοποίηση (δηλαδή $FS_{\text{ρευστ}}=1$) και μετά θα μετρηθεί η μεταβολή του όγκου κατά την εκτόνωση της υπερπίεσης των πόρων.

(β). Ξηρά εδάφη

Οι μέθοδοι Tokimatsu-Seed που χρησιμοποιούνται για τη πρόβλεψη της συνίζησης λόγω σεισμού σε ξηρούς άμμους βασίζονται στις σχέσεις του Σχ. 4.2.1 που προβλέπουν την ογκομετρική παραμόρφωση συναρτήσει της ασκούμενης κυκλικής παραμόρφωσης της πυκνότητας και του αριθμού των κύκλων. Για να επιβεβαιωθεί η ορθότητα αυτών των σχέσεων, θα εκτελεσθεί σειρά εργαστηριακών δοκιμών απλής διάτμησης και ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε διαφορετικές πυκνότητες σε Ελληνικό έδαφος. Ειδικότερα θα χρησιμοποιηθεί το ίδιο έδαφος που θα χρησιμοποιηθεί και στα κορεσμένα εδάφη.

7.2.2 Δοκιμές που εκτελέστηκαν

Οι ιδιότητες του υλικού μετρήθηκαν σε προηγούμενη έρευνα στη συσκευή απευθείας διάτμησης. Στη παρούσα έρευνα εκτελέστηκαν μόνον τρεις μονοτονικές δοκιμές υπό πλήρη διάτμηση και όλες οι δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση που παρουσιάζονται παρακάτω.

7.2.3 Ιδιότητες του Υλικού

(α). Κατάταξη και ειδικό βάρος

Το υλικό ελήφθηκε σε διαφορετικά βάθη από γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν στη περιοχή του Σχοινιά για τη θεμελίωση των νέων Ολυμπιακών εγκαταστάσεων. Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν λεπτή ομοιόμοφη άμμος (μεταξύ των κοσκίνων 100 και 200). Σύμφωνα με το εννιαίο σύστημα ταξινόμησης κατατάσσεται ως άμμος SP. Το μετρηθέν ειδικό βάρος των κόκκων είναι $G_s = 2.71 \text{ t/m}^3$.

(β). Μέγιστη και Ελάχιστη πυκνότητα

Εκτελέστηκαν δοκιμές για την εύρεση της μέγιστης (χωρίς συμπίκνωση και υγρασία) και ελάχιστης πυκνότητας του υλικού. Η εκτιμηθείσα μέγιστη δυνατή πυκνότητα του υλικού ήταν $\gamma_d = 1.55 \text{ gr/cm}^3$ ($=\text{t/m}^3$). Η εκτιμηθείσα ελάχιστη δυνατή πυκνότητα του υλικού ήταν $\gamma_d = 1.25 \text{ gr/cm}^3$.

(γ). Συμπιεστότητα

Από τις δοκιμές στερεοποίησης βρέθηκε η συμπιεστότητα για καθορισμένες τιμές του ξηρού φαινόμενου βάρους $\gamma_d = 1.25 \text{ (t/m}^3\text{)}$, $\gamma_d = 1.40 \text{ (t/m}^3\text{)}$ και $\gamma_d = 1.55 \text{ (t/m}^3\text{)}$. Τα αποτελέσματα των δοκιμών δίνονται στο σχήμα 7.2.1. Παρατηρείται η μείωση του δείκτη συμπιεστότητας C_c με την αύξηση του αρχικού ξηρού φαινόμενου βάρους και της ασκούμενης τάσης.

(δ). Αντοχή σε μονοτονική αστράγγιστη φόρτιση

Το σχήμα 7.2.2 δίνει την τελική αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u συναρτήσει του (αρχικού μετά τη στερεοποίηση και σταθερού κατά την θραύση) λόγου κενών e για δοκιμής με διαφορετική αρχική πυκνότητα και τάση στερεοποίησης. Παρατηρείται λογαριθμική αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με την μείωση του λόγου κενών, που είναι προσεγγιστικά ανεξάρτητη της αρχικής πυκνότητας και τάσης προσφόρτισης.

(ε). Αντοχή σε μονοτονική φόρτιση υπό πλήρη στράγγιση

Ο πίνακας 7.1 συνοψίζει τις δοκιμές που εκτελέστηκαν σε μονοτονική φόρτιση υπό πλήρη στράγγιση στη συσκευή απευθείας διάτμησης. Το Παράρτημα Ε δίνει τα αποτελέσματα των δοκιμών “sh”. Παρατηρείται ότι η τελική γωνία τριβής κυμαίνεται μεταξύ 30° και 38° με μέση τιμή τις 34° .

Πίνακας 7.1. Εκτελεσθείσες δοκιμές σε μονοτονική φόρτιση υπό πλήρη στράγγιση και μέγιστη και τελική γωνία τριβής.

TEST No.	$\gamma d_{\text{αρχ.}}$	σ (kg/cm ²)	$T_{\text{τελ}}$ (kg/cm ²)	T_{max} (kg/cm ²)	$w_{\text{-τελ}}$	$\gamma d_{\text{-τελ}}$	$e_{\text{τελ}}$	$\varphi_{\text{τελ}}$	φ_{max}
cd-7	1.43	1.5	0.88	0.88	24	1.47	0.84	30	30
cd-8	1.55	1.5	1.09	1.09	25	1.59	0.7	36	36
cd-1	1.24	3.0	1.8	1.9	29	1.39	0.95	32	31
cd-2	1.24	3.0	2.03	2.03	29	1.38	0.96	34	34
cd-4	1.25	1.5	1.13	1.13	30	1.37	0.98	37	37
cd-5	1.24	3.0	2.03	2.03	29	1.38	0.96	34	34
cd-6	1.39	3.0	1.59	1.67	28	1.51	0.79	33	34
cd-3	1.57	3.0	2.05	1.92	22	1.61	0.68	30	30
Sh-1a	1.25	3.0	1.46	1.50	25	1.42	0.90	30	29
Sh-1b	1.39	3.0	1.83	1.88	24	1.50	0.80	35	35
Sh-1c	1.55	3.0	1.76	1.76	21	1.66	0.63	38	34

7.2.4 Δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό κορεσμένες συνθήκες με μέτρηση της μεταβολής του όγκου μετά τη ρευστοποίηση

Εκτελέστηκαν δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό κορεσμένες συνθήκες με σταθερή κυκλική παραμόρφωση με στερεοποίηση και χωρίς αρχική διατμητική τάση. Η ανακυκλιζόμενη φόρτιση ασκήθηκε μέχρι την ρευστοποίηση, δηλαδή $FS_{\text{ρευστ}}=1$. Μετά την ρευστοποίηση, έγινε μέτρηση της μεταβολής του όγκου λόγω της εκτόνωσης της πίεσης των πόρων. Ο πίνακας 7.2 παρουσιάζει τις δοκιμές που εκτελέστηκαν και συνοπτικά αποτελέσματα. Το Παράρτημα Ζ δίνει τα αποτελέσματα των δοκιμών.

Το σχήμα 7.2.3α παρουσιάζει το λόγο της κυκλική τάσης $SR(=T_{\text{cyc}}/\sigma')$ συναρτήσει των αριθμών κύκλων N_f για τους οποίους η παραμόρφωση λαμβάνει την τιμή $\pm 2.5\%$ (δηλαδή έχουμε ρευστοποίηση) για κάθε τιμή της ξηρής πυκνότητας. Το σχήμα 7.2.3β δίνει την ογκομετρική παραμόρφωση μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της κυκλικής τάσης και της πυκνότητας. Παρατηρείται ότι η ογκομετρική παραμόρφωση μετά τη ρευστοποίηση είναι προσεγγιστικά ανεξάρτητη του SR , αλλά εξαρτάται από την πυκνότητα.

Πίνακας 7.2. Εκτελεσθείσες δοκιμές απλής διάτμησης με ανακυκλική φόρτιση υπό κορεσμένες συνθήκες και μέτρηση του αριθμού κύκλων για ρευστοποίηση και της μεταβολής του όγκου μετά τη ρευστοποίηση

Ανακυκλιζόμενη φόρτιση							
Test No	γ_d -αρχικό (kN/m^3)	σ_v (kN/m^3)	ϵ_v (%)	γ_d -τελικό (kN/m^3)	SR	N_f	Στερεοποίηση μετά τη ρευστοποίηση (%)
N1	12.3	300	10.48	13.74	0.1	4	5.08
N2	13.7	300	8.19	14.92	0.12	5	4.08
N3	15.2	300	5.63	16.11	0.2	5	2.91
N4	12.3	300	15.07	14.48	0.08	7	5.11
N5	13.7	300	11.43	15.47	0.1	10	4.91
N6	15.2	300	7.21	16.38	0.16	6	3.57
N7	12.30	300	14.08	14.32	0.07	15	3.92
N8	13.70	300	8.59	14.99	0.09	16	4.66
N9	12.30	300	11.10	13.84	0.06	22	4.83
N10	13.70	300	10.66	15.33	0.08	23	4.94
N11	15.20	300	6.85	16.32	0.14	9	2.73
N12	15.20	300	6.95	16.34	0.18	7	2.87

7.2.5 Δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό ξηρές συνθήκες

Εκτελέστηκαν δοκιμές με ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό ξηρές συνθήκες και υπό σταθερή κυκλική παραμόρφωση με στερεοποίηση και χωρίς αρχική διατμητική τάση. Ο πίνακας 7.3 παρουσιάζει τις δοκιμές που εκτελέστηκαν και συνοπτικά αποτελέσματα. Το Παράρτημα Ζ δίνει τα αποτελέσματα των δοκιμών.

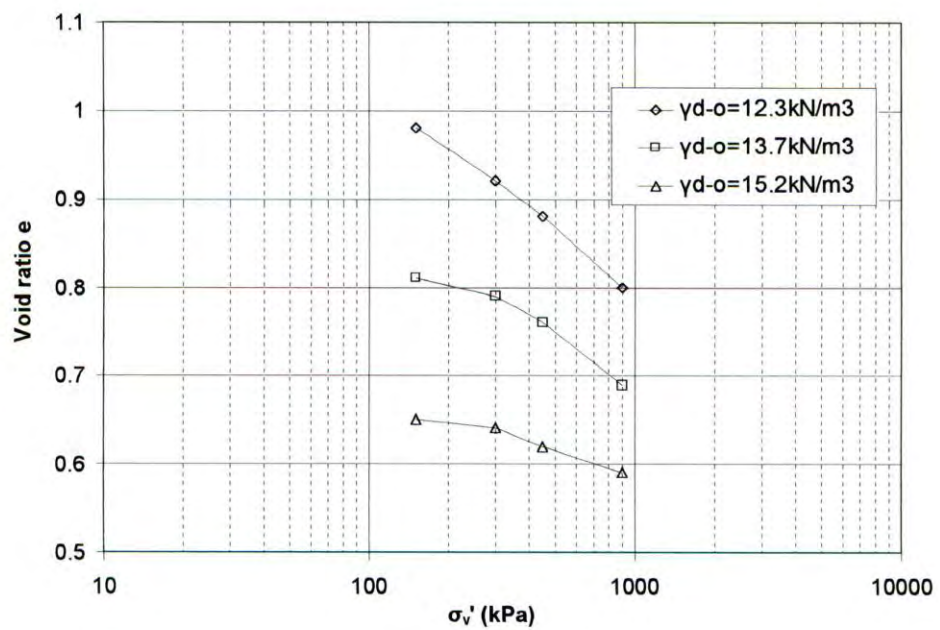
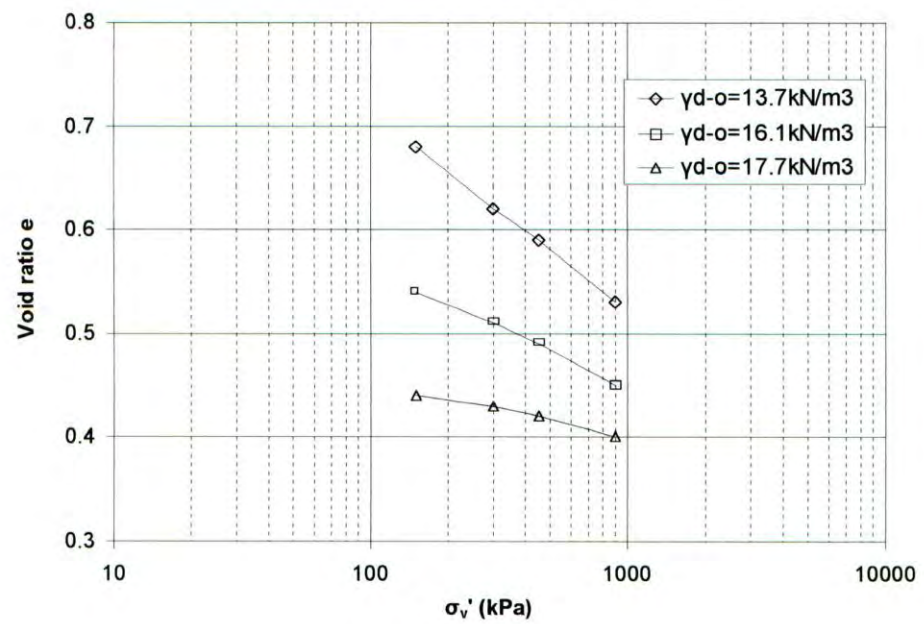
Το σχήμα 7.2.4α παρουσιάζει τη κυκλική τάση τ_{cyc} συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης. Ο πίνακας 7.4 παρουσιάζει την αύξηση της παραμένουσας ογκομετρικής παραμόρφωσης με τον αριθμό των κύκλων φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Το σχήμα 7.2.4β δίνει την παραμένουσα ογκομετρική παραμόρφωση μετά από 15 κύκλους συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης και της πυκνότητας. Η πυκνότητα δίνεται συναρτήσει της κυκλικής αντοχής και της αντίστοιχης τιμής του N_{SPT} .

Πίνακας 7.3. Εκτελεσθείσες δοκιμές απλής διάτμησης με ανακυκλική φόρτιση υπό ξηρές στραγγισμένες συνθήκες

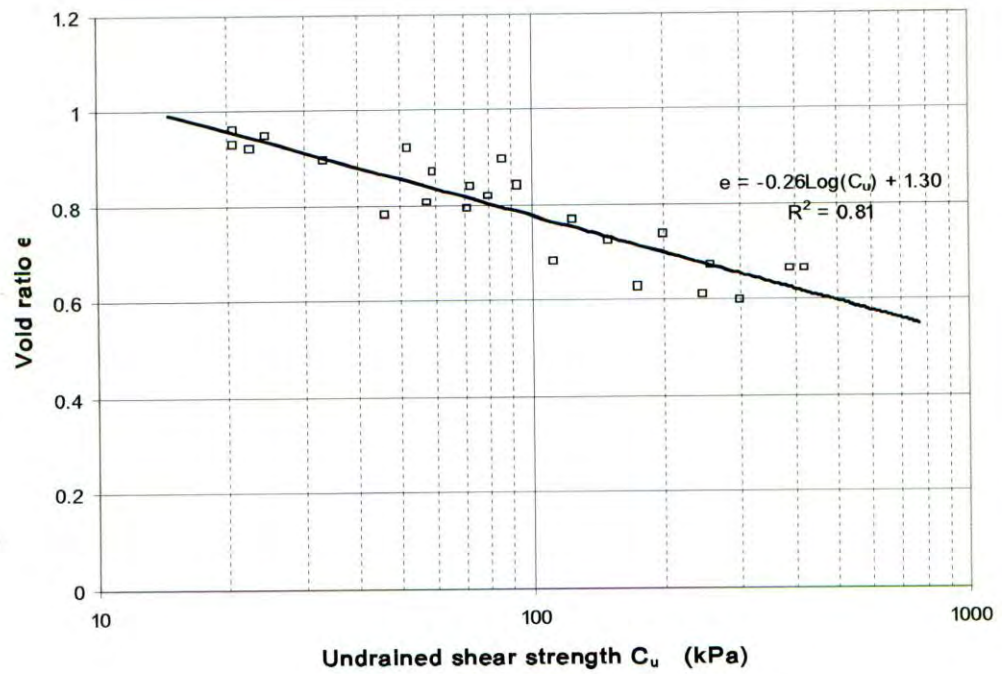
No	σ_v (KPa)	γd-αρχ	γd-τελ	γ-cyc%	τ-cyc (Kn/m ²)	ε _v N=2	ε _v N=5	ε _v N=10	ε _v N=15	ε _v N=26
M-1	300	12.30	13.63	0.25	57	0.52	0.97	1.38	1.68	2.00
M-2	300	12.30	13.60	0.15	50	0.33	0.67	0.97	1.20	1.51
M-3	300	12.30	13.60	0.51	70	1.40	2.10	2.76	3.16	3.67
M-4	300	15.50	16.20	0.15	60	0.22	0.31	0.38	0.41	0.50
M-5	150	14.00	14.10	0.15	33	0.27	0.44	0.59	0.67	0.83
M-6	150	14.00	14.20	0.25	38	0.41	0.59	0.91	1.02	1.16
M-7	150	14.00	14.20	0.41	40	0.55	0.80	1.02	1.13	1.31
M-8	150	14.00	14.20	0.51	39	0.56	0.86	1.12	1.27	1.49
M-9	300	15.50	16.20	0.25	83	0.29	0.55	0.69	0.80	0.99
M-10	300	15.50	16.6	0.15	52	0.076	0.203	0.318	0.38	0.47
M-11	300	15.50	16.50	0.41	87	0.34	0.55	0.75	0.80	0.89
M-12	300	14.00	14.20	0.51	82	0.69	1.295	1.96	2.39	3
M-13	150	14.00	17.60	0.15	32	0.27	0.445	0.57	0.67	0.83
M-14	150	14.00	15.00	0.1	33	0.23	0.42	0.65	0.75	0.94
M-15	150	14.00	14.70	0.15	33.5	0.27	0.53	0.88	1.02	1.33
M-16	150	14.00	14.90	0.25	24	0.28	0.5	0.67	0.8	0.95
M-17	150	14.00	14.70	0.41	45	0.5	0.86	1.21	1.41	1.7

Πίνακας 7.4. Μεταβολή της ογκομετρικής παραμόρφωσης με τον αριθμό κύκλων υπό ξηρές συνθήκες, και σύγκριση με την αντίστοιχη που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed

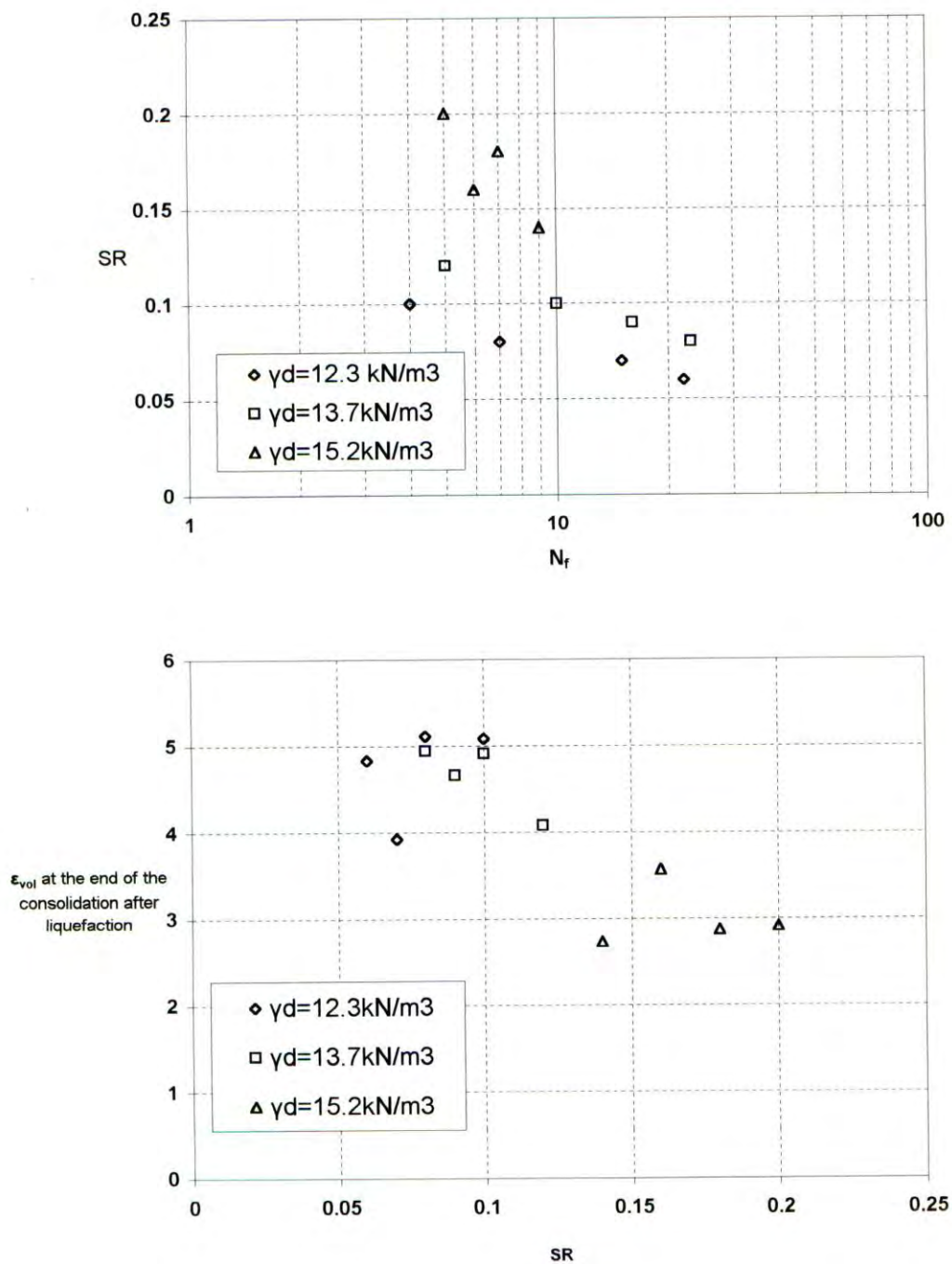
Μέτρηση					Πρόβλεψη/Μέτρηση			
Test No	ε _{N=2} /ε _{N=15}	ε _{N=5} /ε _{N=15}	ε _{N=10} /ε _{N=15}	ε _{N=2} /ε _{N=26}	ε _{N=2} /ε _{N=15}	ε _{N=5} /ε _{N=15}	ε _{N=10} /ε _{N=15}	ε _{N=2} /ε _{N=26}
M-1	0.31	0.57	0.82	1.19	1.29	0.88	1.04	1.05
M-2	0.28	0.56	0.8	1.26	1.43	0.89	1.06	0.99
M-3	0.44	0.66	0.87	1.16	0.91	0.76	0.98	1.08
M-4	0.54	0.74	0.93	1.22	0.74	0.68	0.91	1.02
M-5	0.4	0.66	0.88	1.24	1.00	0.76	0.97	1.01
M-6	0.4	0.57	0.9	1.14	1.00	0.88	0.94	1.10
M-7	0.49	0.71	0.9	1.16	0.82	0.70	0.94	1.08
M-8	0.44	0.68	0.88	1.17	0.91	0.74	0.97	1.07
M-9	0.36	0.69	0.86	1.24	1.11	0.72	0.99	1.01
M-10	0.2	0.53	0.84	1.24	2.00	0.94	1.01	1.01
M-11	0.43	0.69	0.94	1.11	0.93	0.72	0.90	1.13
M-12	0.29	0.54	0.82	1.26	1.38	0.93	1.04	0.99
M-13	0.4	0.66	0.85	1.24	1.00	0.76	1.00	1.01
M-14	0.31	0.56	0.87	1.25	1.29	0.89	0.98	1.00
M-15	0.26	0.52	0.86	1.3	1.54	0.96	0.99	0.96
M-16	0.35	0.63	0.84	1.19	1.14	0.79	1.01	1.05
M-17	0.35	0.61	0.86	1.21	1.14	0.82	0.99	1.03



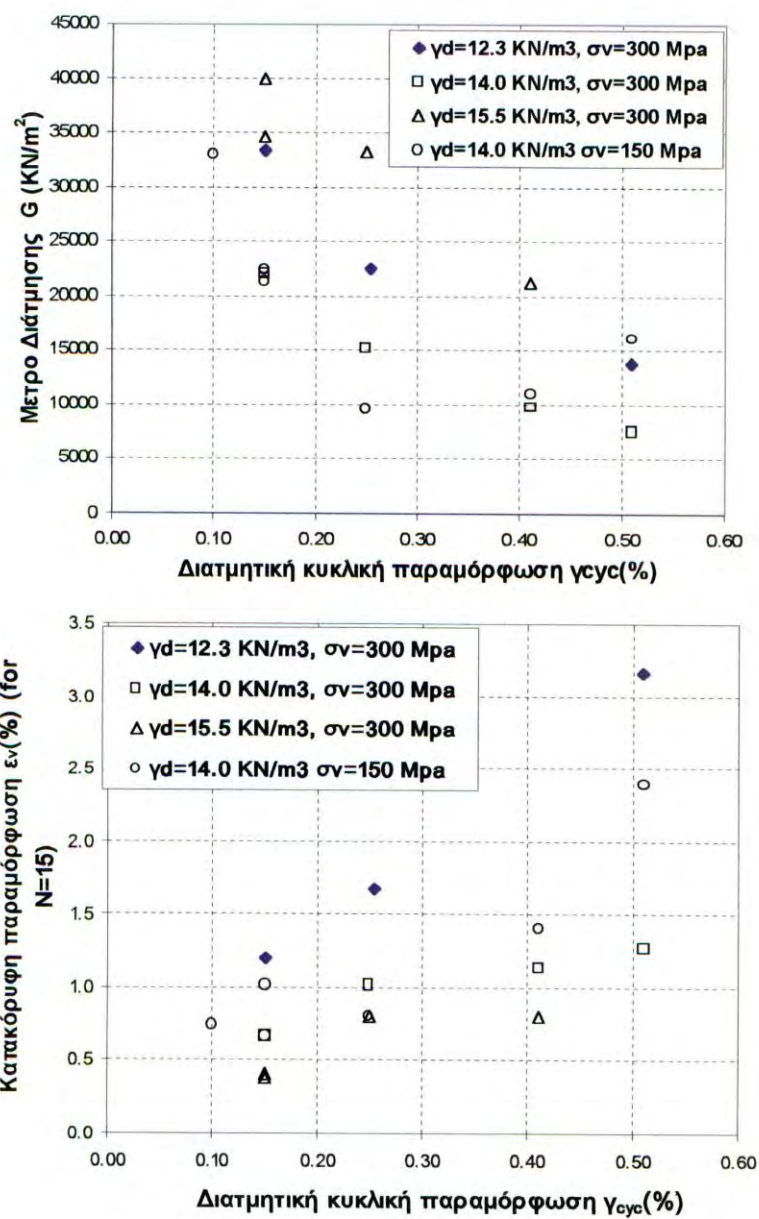
Σχ. 7.2.1. Άμμος Β: Στερεοποίηση συναρτήσει της πυκνότητας



Σχ. 7.2.2. Άμμος Β: Τελική αστράγγιστη αντοχή συναρτήσει του λόγου κενών.



Σχ. 7.2.3 Αμμος Β (α), και καμπύλες ρευστοποίησης, δηλαδή ο λόγος SR συναρτήσει των αριθμών N_f για τους οποίους η παραμόρφωση λαμβάνει την τιμή $\pm 2.5\%$, (β) Ογκομετρική παραμόρφωση μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της κυκλικής τάσης και της πυκνότητας.



Σχ. 7.2.4. Άμμος Β: (α) Η κυκλική τάση τ_{cyc} συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης, (β) η παραμένουσα ογκομετρική παραμόρφωση μετά από 15 κύκλους συναρτήσει της κυκλικής παραμόρφωσης και της πυκνότητας.

7.3. Σύγκριση αποτελεσμάτων δοκιμών με τις μεθόδους σχεδιασμού

(α). Κορεσμένες συνθήκες

Ο πίνακας 7.5 δίνει τη μέση ογκομετρική παραμόρφωση μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και της αντίστοιχης κυκλικής αντοχής SR_{15} (ο λόγος κυκλικής τάσης τ_{cyc}/σ'_{vo} που προκαλεί ρευστοποίηση σε 15 κύκλους). Ο πίνακας 7.5 συγκρίνει αυτήν την ογκομετρική παραμόρφωση με τις αντίστοιχες προβλέψεις των μεθόδων Tokimatsu and Seed και Ishihara and Yoshimine, συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας. Παρατηρείται ότι η μέθοδος Tokimatsu and Seed προβλέπει καλύτερα τα αποτελέσματα, ιδιαίτερα στα πυκνά δείγματα. Σε όλες τις περιπτώσεις πυκνότητας, η εκτίμηση της μεθόδου είναι μεγαλύτερη από 0.6 φορές τη μέτρηση.

Πίνακας 7.5. Σύγκριση της μετρηθείσας μέσης ογκομετρικής παραμόρφωσης μετά τη ρευστοποίηση συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και της αντίστοιχης που προβλέπουν οι μέθοδοι Tokimatsu and Seed και Ishihara and Yoshimine.

		Μετρηθείσα τιμή ϵ_v (%)	Υπολογισθείσα τιμή ϵ_v (%)		Εκτίμηση/ Μέτρηση	
γ_d -initial (kN/m ³)	SR_{15} , N_{1-60}		με τη μέθοδο Tokimatsu and Seed	με τη μέθοδο Ishihara and Yoshimine	με τη μέθοδο Tokimatsu and Seed	με τη μέθοδο Ishihara and Yoshimine
12.3	0.07, 5	4.7	5	4.5	1.06	0.96
13.7	0.09, 7	4.7	3	1.5	0.64	0.32
15.2	0.12, 10	3	2.5	1.2	0.83	0.40

(β). Ξηρές συνθήκες

Οι Tokimatsu-Seed δίνουν την (α) την ογκομετρική παραμόρφωση μετά από 15 κύκλους (ή για σεισμό $M=7.5$) συναρτήσει του γ_{cyc} και του N_{SPT} και (β) τους διορθωτικούς συντελεστές συναρτήσει του μεγέθους του σεισμού. Όσον αφορά την ογκομετρική παραμόρφωση μετά από 15 κύκλους, ο πίνακας 7.6 συγκρίνει τη μετρηθείσα μέση ογκομετρική παραμόρφωση συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και τη κυκλική παραμόρφωση, με την αντίστοιχη που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed. Όσον αφορά την μεταβολή της ογκομετρικής παραμόρφωσης με τον αριθμό κύκλων, ο πίνακας 7.4 συγκρίνει τη μετρηθείσα μεταβολή με αυτήν που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed. Παρατηρείται ότι οι μετρήσεις συμφωνούν σε ικανοποιητικό βαθμό με τις προβλέψεις. Σε όλες τις περιπτώσεις πυκνότητας και ανακύκλισης, η απόκλιση ήταν μικρότερη από 50%.

Πίνακας 7.6. Σύγκριση της μετρηθείσας μέσης ογκομετρικής παραμόρφωσης υπό ξηρές συνθήκες συναρτήσει της αρχικής πυκνότητας και της κυκλικής παραμόρφωσης, με την αντίστοιχη που προβλέπει η μέθοδος Tokimatsu and Seed ($N=15$).

		Μετρηθείσα τιμή ϵ_v (%)			Υπολογισθείσα τιμή ϵ_v (%)			Μέτρηση/εκτίμηση		
γ_d -initial (kN/m ³)	SR_{15} , N_{1-60}	$\gamma_{cyc} = .10$	$\gamma_{cyc} = .30$	$\gamma_{cyc} = .50$	$\gamma_{cyc} = .10$	$\gamma_{cyc} = .30$	$\gamma_{cyc} = .50$	$\gamma_{cyc} = .10$	$\gamma_{cyc} = .30$	$\gamma_{cyc} = .50$
12.3	0.07,5	1	1.7	3	0.5	1.5	2.5	0.50	0.88	0.83
14.0	0.09,7	0.5	1	1.2	0.4	1.3	1.8	0.80	1.30	1.50
15.2	0.12, 10	0.3	0.6	1	0.3	1	1.3	1.00	1.67	1.30

7.4 Προτεινόμενες μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού

(α). Κορεσμένες συνθήκες

Όσον αφορά τα κορεσμένα εδάφη, αναφέρθηκε ότι οι προβλέψεις της δυναμικής συνίζησης γίνονται τόσο με την μέθοδο Tokimatsu-Seed, όσο και με την μέθοδο του Ishihara and Yoshimine. Σύγκριση της μετρηθείσας με την υπολογισθείσας συνίζηση (α) στις περιπτώσεις που συλλέχθηκαν στη βιβλιογραφία (ενότητα 4.2.2) και (β) στις περιπτώσεις που προβλέφθηκαν στην παρούσα έρευνα (ενότητα 4.2.3) με τις δύο μεθόδους δίνει ότι ο λόγος της υπολογισθείσας προς τη μετρηθείσα συνίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0.5 και 1.5. Επίσης το Σχ. 7.1.1 συνέκρινε την υπολογισθείσα συνίζηση με τη μέθοδο του Ishihara, σε σχέση με τη μέθοδο των Tokimatsu and Seed και παρατηρήθηκε ότι η μέθοδος του Ishihara and Yoshimine προβλέπει μικρότερη καθίζηση για καθίζηση μικρότερη από περίπου 0.13m, και μεγαλύτερη για καθίζηση μεγαλύτερη από περίπου 0.13m.

Επιπροσθέτως, στο παρόν κεφάλαιο η ορθότητα αυτών το σχέσεων μελετήθηκε από σειρά εργαστηριακών δοκιμών απλής διάτμησης και ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε Ελληνικό έδαφος και φάνηκε ότι οι προβλέψεις συμφωνούν περισσότερο με αυτές τις μεθόδους Tokimatsu-Seed. Σε όλες τις περιπτώσεις πυκνότητας, η εκτίμηση της μεθόδου είναι μεγαλύτερη από 0.6 φορές τη μέτρηση.

Βάσει όλων των παραπάνω, προτείνεται συντηρητικά στον ΕΑΚ να υπολογίζεται η δυναμική συνίζηση τόσο με την μέθοδο Tokimatsu-Seed, όσο και με την μέθοδο του Ishihara and Yoshimine. Να λαμβάνεται η μέγιστη προβλεφθείσα καθίζηση των δύο μεθόδων και με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 2.

(β). Ξηρές συνθήκες

Αναφέρθηκε ότι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τη πρόβλεψη της συνίζησης λόγω σεισμού σε άμμους βασίζονται στις σχέσεις του Σχ. 4.2.1 των Tokimatsu-Seed που προβλέπουν την ογκομετρική παραμόρφωση συναρτήσει της ασκούμενης κυκλικής παραμόρφωσης και του αριθμού των κύκλων. Η ενότητα 4.2.2 έδωσε περιπτώσεις που η μέθοδος προέβλεπε με επιτυχία την επιτόπου μετρηθείσα εδαφική συνίζηση σε σεισμό. Ο λόγος της υπολογισθείσας προς τη μετρηθείσα συνίζηση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1.1 και 0.5.

Επιπροσθέτως, στο παρόν κεφάλαιο η ορθότητα αυτών το σχέσεων μελετήθηκε από σειρά εργαστηριακών δοκιμών απλής διάτμησης και ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε Ελληνικό έδαφος. Σε όλες τις περιπτώσεις πυκνότητας και ανακύκλισης, η απόκλιση ήταν μικρότερη από 50%.

Βάσει όλων των παραπάνω, προτείνεται συντηρητικά στον ΕΑΚ να υιοθετηθεί η μέθοδος Tokimatsu-Seed με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 2.

8. Προτάσεις για τον αντισεισμικό κανονισμό για σχεδιασμό βάσει της μετακίνησης

8.0. Γενικά

Βάσει όλων των προηγούμενων κεφαλαίων προτείνονται διατάξεις για τον ΕΑΚ. Χωρίζονται στα εξής κεφάλαια: (α) Περιπτώσεις που μπορεί να εφαρμόζεται σχεδιασμός βάσει της μετακίνησης, (β) τιμές ανεκτής μετακίνησης, (γ) μέθοδοι υπολογισμού σεισμική μετακίνησης: (γ1) μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση, (γ2) δυναμική συνίζηση. Το (α) βασίζεται στην ενότητα 3.3, το (β) στις ενότητες (3.4-3.8, το (γ1) στην ενότητα 6.4 και το (γ2) στην ενότητα 7.4.

Οι μέθοδοι που αναφέρονται αντιστοιχούν σε αυτές που μπορεί να χρησιμοποιήσει ο μηχανικός στην κοινή του πρακτική, και άρα αυτοί που μπορεί να αναφέρονται στον ΕΑΚ. Θεωρείται ότι ο "μηχανικός" μπορεί να εκτελέσει μονοδιάστατη γραμμική δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα "SHAKE" (ή παρόμοια προγράμματα), "ευστάθεια πρηνών" με προγράμματα που υπάρχουν στο εμπόριο, υπολογισμούς της σεισμικής μετακίνησης με τη προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο ή παραλλαγών της και απλά αντίστοιχα προγράμματα, και απλούς υπολογισμούς καθίζησης λόγω συνίζησης. Αναφέρθηκε π.χ. ότι ισοδύναμα-γραμμική ανάλυση μιας διάστασης, είναι σχετικά εύκολο να γίνει αφού δεν απαιτείται ο καθορισμός πολλών παραμέτρων και τα σχετικά λογισμικά που εκτελούν τους υπολογισμούς είναι διαθέσιμα προς χρήση δωρεάν ή σε πολύ οικονομική τιμή (π.χ. "SHAKE").

8.1. Προτάσεις

8.1.1. Περιπτώσεις που μπορεί να εφαρμόζεται σχεδιασμός βάσει της μετακίνησης,

Σχεδιασμός βάσει της μετακίνησης μπορεί να εφαρμόζεται (α) σε εδαφικές κατασκευές (δηλαδή χωμάτινα φράγματα και άλλα επιχώματα), (β) σε τοίχους βαρύτητας, κρηπιδότοιχους και σε άλλους τύπους τοίχων που (συνήθως) στηρίζουν ακόρεστο έδαφος υπό την προϋπόθεση ότι ο τοίχος έχει σχεδιασθεί σωστά ώστε να μην θραύεται λόγω των δυνάμεων που ασκούνται λόγω του σεισμού στον τοίχο και (γ) σε φυσικά εδαφικά πρηνή που δεν περιλαμβάνουν απόκρημνους βράχους.

Όσον αφορά κτίρια, γεωτεχνικός τους σχεδιασμός βάσει της ανεκτής μετακίνησης είναι εφικτός μόνον τα κτίρια έχουν ενιαία θεμελίωση (π.χ. γενική κοιτόστρωση). (Σε κτίρια σε μεμονομένα πέδιλα η επιτρεπόμενη καθίζηση είναι τόσο μικρή και ο υπολογισμός της καθίζησης περιλαμβάνει τόσο πολλές αβεβαιότητες, που σχεδιασμός βάσει εδαφικής μετακίνησης δεν είναι εφικτός).

8.1.2 Τιμές ανεκτής μετακίνησης

Στον πίνακα 8.1.1 δίνονται οι κατηγορίες σεισμικών βλαβών κατασκευών. Στον πίνακα 8.1.2 δίνονται οι κατηγορίες σεισμικών βλαβών φυσικών εδαφών χωρίς κατασκευές. Η προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση φραγμάτων με ύψος <20 m, επιχωμάτων ποταμών, οδικών επιχωμάτων και σιδηροδρομικών επιχωμάτων δίνεται στους πίνακες 8.1.3 ως 8.1.6. Η προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική μετακίνηση κρηπιδότοιχων και "ευμετακίνητων" τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδότοιχων που στηρίζουν ακόρεστο έδαφος δίνεται στους πίνακες 8.1.7 και 8.1.8. Ο πίνακας 8.1.9 δίνει την ανεκτή σεισμική καθίζηση και στροφή ενιαίων θεμελιώσεων και δεξαμενών. Τέλος ο πίνακας 8.1.10 δίνει την ανεκτή μετακίνηση φυσικών πρηνών χωρίς κατασκευές.

Πίνακας 8.1.1. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών κατασκευών

Κατηγορία	Συνέπεια
A	Περιορισμένες βλάβες ή βλάβες εύκολα επισκευάσιμες μετά το σεισμό (π.χ. ρωγμές) που όμως δεν εμποδίζουν τη βασική λειτουργία-χρήση της κατασκευής, ούτε αποτελούν απειλή για την ευστάθειά της
B	Βλάβες που καθιστούν προβληματική και ίσως επικίνδυνη την βασική λειτουργία-χρήση της κατασκευής, των οποίων όμως η επισκευή είναι δυνατή και οικονομικά συμφέρουσα
Γ	Μερική κατάρρευση ή ζημιές μεγάλης κλίμακας και σοβαρότητας που καθιστούν αδύνατη ή ιδιαιτέρως επικίνδυνη τη λειτουργία-χρήση της κατασκευής, ενώ η επισκευή είναι ιδιαίτερα δύσκολη και ενδεχομένως οικονομικά ασύμφορη. Ταυτόχρονη έμμεση απειλή για την ανθρώπινη ζωή από πιθανή μετασεισμική κατάρρευση
Δ	Ολική κατάρρευση και άμεση απειλή της ανθρώπινης ζωής

Πίνακας 8.1.2. Κατηγορίες σεισμικών βλαβών φυσικών εδαφών χωρίς κατασκευές

Κατηγορία	Συνέπεια
A'	Μηδενικές ή μικρές αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος
B'	Μέτριες αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος
Γ'	Απαράδεκτες αλλοιώσεις στο περιβάλλον και στο φυσικό έδαφος

Πίνακας 8.1.3. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση φραγμάτων με ύψος < 20 m, συναρτήσει του ύψους του φράγματος, H.

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Μέγιστη καθίζηση του φράγματος	Μέγιστη καθίζηση του φράγματος ύψους 20m
B	0.05(H)	100 cm
A	0.01(H)	20 cm

Πίνακας 8.1.4. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση επιχωμάτων ποταμών συναρτήσει του ύψους του επιχώματος, H.

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος	Μέγιστη καθίζηση επιχωμάτων ποταμών για H=10m
B	0.05(H)	50cm
A	0.01(H)	10 cm

Πίνακας 8.1.5 Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση οδικών επιχωμάτων

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος (cm)
B	20
A	2.5

Πίνακας 8.1.6. Προτεινόμενη ανεκτή μέγιστη σεισμική καθίζηση σιδηροδρομικών επιχωμάτων

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Μέγιστη καθίζηση του επιχώματος (cm)
B	20
A	1.2

Πίνακας 8.1.7. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση κρηπιδοτοιχων

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Κρηπιδοτοιχος αποβάθρας με γερανούς και άλλες κατασκευές (cm)	Κρηπιδοτοιχος χωρίς κατασκευές (cm)
B	20	50
A	5	10

Πίνακας 8.1.8. Προτεινόμενη μέγιστη ανεκτή μετακίνηση “ευμετακίνητων” τοίχων αντιστήριξης πλην κρηπιδοτοιχων που στηρίζουν ακόρεστο έδαφος

Επίπεδο βλαβών (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Τοίχος ύψους h που αντιστήριζει οδόστρωμα ή σιδηροτροχιά σε απόσταση μικρότερη από 2*h. Μετακίνηση του τοίχου (cm)	Τοίχος ύψους h που αντιστήριζει οδόστρωμα ή σιδηροτροχιά σε απόσταση μικρότερη από 2*h. Μετακίνηση του τοίχου (cm)
B	20	50
A	5	10

Πίνακας 8.1.9. Προτεινόμενη ανεκτή σεισμική καθίζηση και στροφή ενιαίων θεμελιώσεων και δεξαμενών.

Τύπος θεμελίωσης	Επίπεδο βλαβών B (βλέπε πίνακα 8.1.1)	Επίπεδο βλαβών A (βλέπε πίνακα 8.1.1)
κτίριο με ενιαία θεμελίωση	25 cm, 3°	5 cm, 1°
θεμέλιο δεξαμενών	30 cm, 3°	7 cm, 2°

Πίνακας 8.1.10. Προτεινόμενες ανεκτές μετακινήσεις φυσικών πρανών χωρίς κατακευές

Επίπεδο βλαβών (πίνακας 8.1.2)	Μέγιστη (περίπου) οριζόντια μετακίνηση κατωτέρου τμήματος του πρανού (cm)
B'	300
A'	30

8.1.3 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής μετακίνησης

Η σεισμική καθίζηση αποτελείται από δύο συνιστώσες: (i) τη μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση και (ii) τη δυναμική συνίζηση. Αυτές οι δύο συνιστώσες πρέπει να προστίθενται. Μέθοδοι υπολογισμού των δύο αυτών συνιστωσών δίνονται παρακάτω.

Στην περίπτωση (α) διαφορετική μεθοδολογία πρέπει να χρησιμοποιηθεί για (α) φυσικά πρανή, φράγματα, τοίχους αντιστήριξης, επιχώματα και κρηπιδοτοιχους και (β) ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται που δίνονται παρακάτω.

(α). Μετακίνηση λόγω αστοχίας σε διάτμηση σε φυσικά πρανή, φράγματα, τοίχους αντιστήριξης, επιχώματα και κρηπιδοτοιχους

Για τον ακριβή προσδιορισμό της σεισμικής μετακίνησης για αντισεισμικό σχεδιασμό είναι απαραίτητα τα παρακάτω στάδια: (Α) Υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης, (Β) Υπολογισμός δυναμικής ταλάντωσης με ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις, και (Γ) Υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης με τη μεθοδολογία που αναφέρεται παρακάτω.

- Υπολογισμός της κρίσιμης επιτάχυνσης

Στη γενική περίπτωση οποιασδήποτε μάζας m που θεωρείται ως απαραμόρφωτη μέχρι μία τάση και τέλεια πλαστική υπάρχει κάποια τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης, που συμβολίζεται ως a_c και λέγεται κρίσιμη (οριζόντια) επιτάχυνση για την οποία επικρατεί οριακή ισορροπία. Για τον υπολογισμό της κρίσιμης επιτάχυνσης για αντοχή συνιστάται να λαμβάνεται πάντα η τελική τιμή της, σε μεγάλη παραμόρφωση. Σε ξηρό έδαφος, καθώς και κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα σε χάλικες να λαμβάνεται η αντοχή σε συνθήκες πλήρους στράγγισης. Σε κορεσμένους αργίλους και σε άμμους κάτω από του υδροφόρο ορίζοντα να υπολογίζεται η κρίσιμη επιτάχυνση τόσο σε συνθήκες πλήρους στράγγισης, όσο και με συνοχή ίση με την αστράγγιστη αντοχή του εδάφους και γωνία τριβής ίση με το μηδέν. Ως τιμή δε της κρίσιμης επιτάχυνσης να λαμβάνεται η μικρότερη των δύο τιμών. Η αντοχή του ρευστοποιημένου εδάφους μπορεί να εκτιμηθεί είτε εργαστηριακά, είτε συναρτήσει του N της δοκιμής SPT, σύμφωνα με το κάτω όριο του Σχ 4.3.2α. Για αργίλους η αστράγγιστη αντοχή του εδάφους συνιστάται να υπολογίζεται με εργαστηριακές δοκιμές στην αναμενόμενη ταχύτητα διάτμησης του σεισμού.

Το ειδικό βάρος του εδάφους πρέπει να λαμβάνεται με τιμή ανάλογη με τη θέση του υδροφόρου ορίζοντα ακριβώς πριν τον σεισμό.

Η εύρεση της κρίσιμης επιτάχυνσης, μπορεί να γίνει με προγράμματα ευστάθειας πρανών. Σε περίπτωση που το πρόγραμμα υπολογίζει μόνον το συντελεστή ασφαλείας και έχει την δυνατότητα άσκησης οριζόντιας δύναμης (π.χ. λόγω σεισμού), η κρίσιμη επιτάχυνση μπορεί να υπολογισθεί ως ο συντελεστής οριζόντιας αδρανειακής δύναμης που δίνει συντελεστή ασφαλείας ίσο με την μονάδα.

Στη περίπτωση ειδικών γεωμετριών όπως τοίχων βαρύτητας, λύσεις που δίνουν τη κρίσιμη επιτάχυνση έχουν προταθεί (π.χ. - Stamatopoulos and Velgaki, 2001).

- Υπολογισμός δυναμικής ταλάντωσης με ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις

Η εκτέλεση δυναμικής ανάλυσης είναι επιβεβλημένη. Συνιστώνται ισοδύναμες-γραμμικές μονοδιάστατες αναλύσεις τύπου "Shake" (Schnabel et al, 1972). Η μείωση του μέτρου διάτμησης και η αύξηση του συντελεστή απόσβεσης με τη παραμόρφωση να γίνεται με τις σχέσεις των Vucetic and Dobry (1991).

Οι κρίσιμες παράμετροι γι' αυτές τις αναλύσεις είναι (α) το βάθος της εδαφικής στρώσης, (β) το μέτρο διάτμησης σε μικρή παραμόρφωση και ο τύπος του εδάφους με το βάθος. Για την εύρεση του βάθους της εδαφικής στρώσης και του τύπου του εδάφους με το βάθος χρειάζονται γεωτρήσεις. Το μέτρο διάτμησης σε μικρή παραμόρφωση μπορεί να βρεθεί με γεωφυσικές μεθόδους ή συναρτήσει του N της δοκιμής του SPT. Οι γεωτρήσεις προτείνεται να έχουν βάθος μέχρι να συναντηθεί ο υποκείμενος βράχος, ή κατ' ελάχιστον 25m.

Στο βραχώδες υπόβαθρο συνιστάται να ασκείται ταλάντωση που έχει μετρηθεί ή είναι ενδεικτική της περιοχής, κανονικοποιημένο στη μέγιστη επιτάχυνση κατά ΕΑΚ. Η ασκούμενη ταλάντωση να υπολογίζεται σε αντιπροσωπευτική θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Σε περιπτώσεις έντονου διδιάστατου αναγλύφου, να χρησιμοποιούνται συντελεστές αύξησης της επιτάχυνσης, όπως δίνονται π.χ. στον Ευρωκώδικα (European Prestandard, 1994).

- Υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης

Ο υπολογισμός της σεισμικής μετακίνησης έχει πρακτικό ενδιαφέρον μόνον στην περίπτωση που $a_c > 0$. Στη περίπτωση που $a_c < 0$ έχουμε στατική αστάθεια, κάτι που απαγορεύεται.

Στη περίπτωση που $a_c > 0$, συνιστάται η σεισμική μετακίνηση λόγω αστοχίας για δεδομένη σεισμική ταλάντωση και κρίσιμη επιτάχυνση να γίνεται με αριθμητική ολοκλήρωση της (4.4.6). Οι εμπειρικές σχέσεις συνιστάται να χρησιμοποιούνται μόνον ως πρώτες εκτιμήσεις της σεισμικής μετακίνησης. Συνιστάται να χρησιμοποιείται η μέθοδος των Ambraseys and Menu (πίνακας 4.4.1). Ο λόγος είναι ότι η μέθοδος βασίζεται σε μεγάλη βάση δεδομένων επιταχυνσιογραφημάτων.

Τα εδάφη είναι ελαστο-πλαστικά υλικά, και όχι άκαμπτα-τέλεια-πλαστικά όπως οι παραπάνω υπολογισμοί θεώρησαν. Η άκαμπτη-τέλεια-πλαστική απλοποιημένη μέθοδος του σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δεν υπολογίζει τη σεισμική μετακίνηση λόγω της ελαστο-πλαστικής φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης του εδάφους. Προτείνεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό να αυξάνεται η πρόβλεψη της άκαμπτης-τέλεια-πλαστικής μεθόδου κατά 18cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μικρότερος από 0.6 και κατά 10cm όταν ο λόγος a_c/a_{max} είναι μεγαλύτερος από 0.6 και μικρότερος της μονάδας.

Σε πρηνή που ολισθαίνουν λόγω σεισμού η μείωση της “μέσης” κλίσης κατά τη διάρκεια της σχετικής μετακίνησης του πρηνούς είναι συχνά ο κανόνας και οφείλεται στο ότι σώματα κινούνται προς θέσεις μικρότερης δυναμικής ενέργειας. Σε αυτή τη περίπτωση η προσομοίωση σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο δίνει μεγαλύτερες (δηλαδή συντηρητικές) τιμές της σεισμικής μετακίνησης. Προτείνεται στη περίπτωση που (α) υπάρχει διαφορά στη κλίση μεταξύ του άνω και του κάτω τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης μεγαλύτερη από περίπου 10° και (β) στη βάση της πιθανής ολίσθησης υπάρχει χώρος ώστε το πρηνές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, να χρησιμοποιούνται οι μειωτικοί συντελεστές του σεισμού του Gazli συναρτήσει της επιφάνειας ολίσθησης και του λόγου a_c/a_{max} του Σχ. 4.4.4. Στη περίπτωση που στη βάση της πιθανής ολίσθησης δεν υπάρχει χώρος ώστε το πρηνές να κινηθεί χωρίς να χαθεί μάζα, οι μειωτικοί συντελεστές να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

(β). Ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται.

Στις ενιαίες θεμελιώσεις σε άμμους που ρευστοποιούνται για αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να υπολογισθεί (α) η καθίζηση και (β) η στροφή τους και να συγκριθεί με την επιτρεπόμενη. Συνιστάται να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των Acacio et al (2001), που αναφέρθηκε στην 4.4.4 για την εκτίμηση της καθίζησης, και η μέθοδος που περιγράφηκε στην 6.3.4 για τη πρόβλεψη της στροφής των ενιαίων θεμελιώσεων σε άμμους που ρευστοποιούνται λόγω του σεισμού. Επειδή η καθίζηση και στροφή εξαρτώνται καίρια από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, συνιστάται να λαμβάνεται συντηρητικά στάθμη 1m υψηλότερα από τη μέγιστη αναμενόμενη. Η αντοχή του ρευστοποιηθέντος εδάφους και η σεισμική κίνηση να υπολογίζεται με τη μεθοδολογία που δόθηκε στην 8.4.2.

(γ). Δυναμική συνίζηση

Σε άμμους κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα προτείνεται να υπολογίζεται η δυναμική συνίζηση τόσο με την μέθοδο Tokimatsu-Seed, όσο και με την μέθοδο του Ishihara and Yoshimine. Να λαμβάνεται η μέγιστη των δύο μεθόδων προβλεφθείσα καθίζηση και με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 2.

Σε άμμους πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα συνιστάται η μέθοδος που προτείνεται από τους Tokimatsu-Seed (1987) με συντελεστή ασφαλείας 2. Σε αργίλους προτείνεται η εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών απλής διάτμησης με ανακυκλιζόμενη φόρτιση και εκτόνωση της πίεσης των πόρων.

8.3.5 Βιβλιογραφία

- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”, Ο.Α.Σ.Π., Σεπτέμβριος, 1999.
- Acacio A. A., Kobayashi Y., Towhata I., Bautista R. T, Ishihara K. "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil: case studies and assessment", Soils and Foundations, 41, 6, Dec. 2001, pages 111-128
- Ambraseys N. and Menu J, “Earthquake induced ground displacements, Earthquake engineering and structural dynamics, 1988, 16, 7, 985-1006.
- European Prestandard “Eurocode 8 - Design provisions of earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, 1994.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). “Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes”. Soils and Foundations, 32, 173-88.
- Schnabel, P. B., Lysmer J., Seed H. B., “SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites”. Report No. EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, California, 1972.
- Seed R. B., Harder L. F.(1990): “SPT-based analysis of cyclic pore pressure and undrained residual soil strength,” In J. M. Duncan editor. Proceedings, H. Boldon Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley; Vol. 2, pp.351-376.
- Stamatopoulos C. A. and Velgaki E. G. (2001), “Critical acceleration and seismic displacement of vertical gravity walls by a two body model”, Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, March 26-31.
- Stamatopoulos, C.A. (1996) “Sliding System Predicting Large Permanent Co-Seismic Movements of Slopes”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp 1075-1093
- Tokimatsu, K., and Seed H. B. “Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 8, 1987.
- Vucetic M. And Dobry R. “Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 117 (1). 1991.